

ARMIERTER BETON.

1916. Oktober.

INHALT

Wärmeeinfluß und Wärmebeobachtungen bei Betongewölben. Von Dr.-Ing. Hermann Schürch (Straßburg i. Els.). S. 233.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von Dr.-Ing. Ernst Suter, Obergeringieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt (Fortsetzung von S. 226). S. 241.

Die Ufermauer am Hochofenwerk Lübeck. Von C. Busemann (Lübeck) (Schluß von S. 214). S. 247.

Unrichtigkeit der Ansichten über Nichtmitwirkung des Zugbetons. Von Dipl.-Ing. M. Havelka in Davos (Schluß von S. 230). S. 254.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtman Dr.-Ing. R. Schöber (Dresden). S. 261.

Bücherbesprechungen. S. 264.

WÄRMEEINFLUSS UND WÄRMEBEOBACHTUNGEN BEI BETONGEWÖLBEN.

Von Dr.-Ing. Hermann Schürch (Straßburg i. Els.).

1. Wärmeeinfluß.

Trotz der im Verhältnis zum Eisen geringeren Wärmeleitungsfähigkeit des Betons dürfen bekanntlich die Wärmewirkungen bei statisch unbestimmten Gebilden aus Beton und Eisenbeton nicht außer acht gelassen werden, weil sie zu nicht unerheblichen Spannungen führen können, die zwar von geringem Einfluß auf die Sicherheit sind, die aber doch bei Tragwerken, welche aus einem Guß, ohne Fugen, hergestellt werden, unter Umständen infolge Überschreitung der Zug-

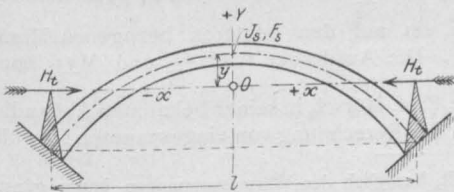


Fig. 1.

festigkeit Risse hervorzurufen vermögen. Die durch die Wärmewirkungen erzeugte Steigerung der Druckbeanspruchung ist dagegen bei der Art des Baustoffes nie von Bedeutung. Bei gemauerten Tragwerken, Steingewölben und auch Gewölben aus Betonquadern, fällt die nachteilige Wirkung der Wärmespannungen weniger in Betracht, weil hier infolge der Zugspannungen keine „wilden“ Risse entstehen können, sondern sich die Spannungen an den schwächsten Stellen, den Fugen, dadurch geltend machen, daß schlimmstenfalls ein leichtes Öffnen der letzteren eintritt, womit die Spannung verschwindet.

Bei eingespannten Bögen wird bei sonst gleichen Bedingungen der Einfluß der Wärmewirkung auf die Spannungen im Gewölbe um so größer, je flacher dasselbe, und je größer seine Stärke im Scheitel ist.

Durch eine gleichmäßige Wärmeänderung von t° gegenüber der Herstellungswärme entsteht bekanntlich im Gewölbe als einzige äußere Kraftwirkung eine in dem als Achsprung gewählten elastischen Schwerpunkt angreifende Bogenkraft, bzw. ein Horizontalschub (Fig. 1). Die Drucklinie des Gewölbes ist also für diesen Fall eine wagerechte Gerade. Der Wärmeschub berechnet¹⁾ sich bei symmetrischen flachen Gewölben mit gleich hohen Kämpfern aus:

$$H_t = \frac{E \cdot \alpha \cdot t \cdot l \cdot J_s}{\int y^2 dx + i_s^2 \cdot l}$$

(wenn $J \cos \varphi$ konstant = J_s , angenommen wird)²⁾. Setzt man

$$\frac{i_s^2 \cdot l}{\int y^2 dx} = k = \frac{45 \cdot J_s}{4 \cdot F_s \cdot t^2}$$

¹⁾ nach Engesser, bzw. Müller-Breslau.

²⁾ Diese Annahme entspricht einer leichten Zunahme der Gewölbestärke gegen die Kämpfer, ist aber bei der Berechnung von flachen Bögen stets zulässig, weil der Einfluß der Querschnittsänderung auf die Schnittmomente hier verschwindend klein ist, wie in den Abhandlungen von Müller-Breslau, Weyrauch und Melan hervorgehoben wird.

(wobei die Achse parabolisch angenommen ist, was bei flachen Bögen eine verschwindende Ungenauigkeit bedeutet), so wird

$$H_t = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} E \cdot \alpha \cdot t \cdot F_s$$

oder, da

$$\varepsilon < 1,$$

können wir näherungsweise setzen (und machen dabei nur den kleinen Fehler, den geringfügigen Einfluß der Normalkräfte auf die gesamten Formänderungen zu vernachlässigen)

$$H_t \sim \varepsilon \cdot E \cdot \alpha \cdot t \cdot F_s = \frac{45 \cdot J_s}{4 \cdot f^2} E \cdot \alpha \cdot t$$

$$= \frac{c \cdot J_s \cdot E}{f^2} t^0 \quad 3)$$

d. h. der **Horizontalschub** von der Wärmeänderung ist unter den obigen Voraussetzungen — wie bekannt — bei bestimmtem Wärmeunterschied t° und bestimmter Ausdehnungszahl α angenähert proportional dem Trägheitsmoment des Scheitelquerschnitts, also bei rechteckigem Querschnitt proportional der dritten Potenz der Bogenstärke d , und umgekehrt proportional dem Quadrat der Pfeilhöhe f ; er wächst ferner im gleichen Verhältnis wie die Elastizitätsziffer E . Die durch die Wärmeänderung hervorgerufene **Scheitelbewegung** ist dagegen von E unabhängig⁴⁾, wie schon aus der Überlegung hervorgeht, daß die Scheitelbewegung in rein geometrischer Art nur von den Abmessungen und den unvermeidlichen Änderungen derselben infolge der Wärmewirkung, also nur von der Ausdehnungszahl, der Bogenform und der Querschnittsänderung abhängig sein kann.

Die **Spannung** von der Wärme ergibt sich —

³⁾ Die Ausdrücke für den Horizontalschub behalten ihre Gültigkeit auch für den Zweigelenkbogen, nur beziehen sich hier die Ordinaten y auf die in Höhe der Kämpfer gelegene Achse; der Nenner wird daher bedeutend größer, mithin der Horizontalschub kleiner als beim Bogen ohne Gelenke, und zwar ist bei parabolischer Achse für ε zu setzen

$$\varepsilon = \frac{15}{8} \cdot \frac{J_s}{F_s \cdot f^2},$$

somit wird bei den gleichen Annahmen

$$H_t \sim \frac{15}{8} \cdot \frac{J_s \cdot E \cdot \alpha \cdot t}{f^2},$$

d. h. der Horizontalschub wird sechsmal kleiner als beim eingespannten Bogen, greift aber auf Kämpferhöhe an, weshalb der Zweigelenkbogen, wenigstens was den Scheitel

bei Vernachlässigung der kleinen Normalspannung — angenähert zu

$$\sigma_w = \frac{H_t \cdot y}{W} = \frac{H_t \cdot y \cdot d}{2J},$$

also proportional der Bogenstärke d .

In Wirklichkeit findet eine gleichmäßige Erwärmung bei einem Bauwerk im Freien, namentlich bei einem größeren Bauwerk, niemals statt. Rechnerisch können wir jedoch nur denjenigen Sonderfall der ungleichmäßigen Erwärmung erfassen, wo die Wärme im Bogen von der einen Leibung zur andern gleichmäßig, d. h. linear, zunimmt (Fig. 2), so daß zwischen den beiden äußersten Fasern ein Wärmeunterschied Δt° besteht, weil



Fig. 2.

durch jede andere Annahme die Naviersche Hypothese umgestoßen würde. Jeder Fall, in welchem die untere Faser die Wärme t_1 , die obere Faser die Wärme t_2 , also die Achse die Wärme

$$t = \frac{t_1 + t_2}{2}$$

hat, läßt sich dann nach Gaber, bzw. Engesser, zerlegen in die gleichmäßige Erwärmung t und in die ungleichmäßige Erwärmung $\frac{\Delta t}{2}$, wobei

$$\Delta t = t_2 - t_1.$$

Eine solche ungleichmäßige Wärmeänderung erzeugt nun ebenfalls einen zusätzlichen Horizontalschub, $\frac{H \Delta t}{2}$, im Achsursprung, aber außerdem noch ein auf den letzteren bezogenes Moment $\frac{M \Delta t}{2}$. Die Ausdrücke für $\frac{H \Delta t}{2}$ und $\frac{M \Delta t}{2}$ lauten

nach Prof. Mörsch in seiner bekannten Abhandlung über die Berechnung von eingespannten Gewölben

betrifft, bezüglich der Wärmespannungen kaum günstiger ist, als der eingespannte Bogen.

Beim Eingelenkbogen, mit nur einem Gelenk im Scheitel, wird bei den gleichen Annahmen für Bogenform und Querschnittsgesetz, und wieder mit Vernachlässigung des Formänderungseinflusses der Normalkräfte, nach Müller-Breslau

$$H_t = \frac{5 J_s \cdot E \cdot \alpha \cdot t}{f^2}$$

d. h. der Schub ist etwa halb so groß wie beim eingespannten Bogen und greift natürlich im Scheitel an. Der Eingelenkbogen kann daher Vorteile bieten, wo die Konstruktionshöhe im Scheitel beschränkt ist und anderseits die Möglichkeit der Verstärkung im Kämpfer besteht.

⁴⁾ s. Gaber, Bau und Berechnung gewölbter Brücken und deren Lehrgerüste. Julius Springer, Berlin 1914. S. 24.

für ein positives Δt und mit Vernachlässigung der von den Normalspannungen herrührenden Formänderung:

$$1) \quad H_{\Delta t} = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \int \frac{ds \cdot y}{h}}{\int \frac{y^2 \cdot ds}{J}}$$

bzw. für $J \cos \varphi = \text{konst.} = J_s$

$$H_{\Delta t} = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot J_s}{\int y^2 \cdot dx} \int \frac{ds \cdot y}{h},$$

im besondern für parabolische Achse

$$H_{\Delta t} = \frac{45}{4} \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot J_s}{1 \cdot f^2} \int \frac{ds \cdot y}{h}$$

(Für $h = \text{konst.}$, bzw. $J = \text{konst.}$, wird infolge der getroffenen Wahl des Achsenkreuzes

$$\int \frac{ds \cdot y}{h}, \text{ bzw. } \int \frac{ds \cdot y}{J} = 0,$$

daher auch

$$H_{\Delta t} = 0)$$

und

$$2) \quad M_{\Delta t} = - \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \int \frac{ds}{h}}{\int \frac{ds}{J}}$$

bzw. für $J \cos \varphi = J_s$

$$M_{\Delta t} = - \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot J_s}{1} \int \frac{ds}{h}$$

(Für $h = \text{konst.}$ wird

$$M_{\Delta t} = - \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot J_s \cdot s}{1 \cdot h},$$

wo $s = \text{ganze Bogenlänge.})$

Da $\int \frac{ds \cdot y}{h}$ bei Bögen, deren Stärke nach den Kämpfern zunimmt, negativ ausfällt, so werden für positives Δt , d. h. wenn die innere Leibung wärmer ist als die äußere, beide Werte $H_{\Delta t}$ und $M_{\Delta t}$ negativ, während sie für negatives Δt beide positiv (im Sinne der positiven x -Achse gerichtet, bzw. im Uhrzeigersinne drehend) wirken. (Statt der im Achsursprung angreifenden $H_{\Delta t}$ und $M_{\Delta t}$ kann man beide

auch zu einem über den Achsursprung nach oben verschobenen $H_{\Delta t}$ zusammengefaßt denken, um

sich die Wirkung der ungleichmäßigen Erwärmung zu vergegenwärtigen.) Die Summierung des Einflusses der gleichmäßigen Erwärmung $\pm t$ und der ungleichmäßigen Erwärmung $\pm \frac{\Delta t}{2}$, wobei

natürlich allgemein 4 Kombinationen möglich sind, führt immer gegenüber der bloßen Wirkung von t entweder zu erhöhten Spannungen im Kämpfer bei gleichzeitiger Verminderung im Scheitel oder umgekehrt.

Prof. Mörsch zeigt im besondern, daß bei gewölbten Brücken mit Spandrilräumen, weil dort die Innenwärme stets näher an der Herstellungswärme liegt, Δt immer von gleichem Vorzeichen wie t ist, somit $H_{\Delta t}$ von entgegengesetztem Vorzeichen wie

H_t , so daß unter der Wirkung beider die Wärmespannungen im Kämpfer, wo sie von Bedeutung sind, kleiner werden als unter dem Einfluß von H_t allein. Diese Folgerung gilt jedoch nur für solche Gewölbe und allenfalls noch überschüttete Gewölbe. Bei freiliegenden Gewölben werden sich gerade gegenteilige Wirkungen ergeben.

Für die Praxis aber hat die Berücksichtigung ungleichmäßiger Erwärmung schon deswegen überhaupt wenig Wert, weil das angenommene Gesetz über den linearen Verlauf der Wärme im Querschnitt in Wirklichkeit wegen der Nicht-Homogenität des Baustoffs und daheriger ungleichartiger Leitfähigkeit desselben, wegen des Wechsels der Abmessungen, des verschiedenen Grades der Exposition der Bogenteile, des örtlichen Einflusses von Feuchtigkeit, der mehr oder weniger isolierenden Wirkung der Überschüttung usw. niemals auch nur im entferntesten zutrifft (s. hierzu Fig. 10 c). Im allgemeinen werden bei der massigen, zusammenhängenden Art von Betontragwerken (im Gegensatz zu den aufgelösten Stabgebilden der Eisenbauten) die Ungleichheiten in der Erwärmung nicht sehr groß sein, so daß man sich bei der Berechnung stets mit der Berücksichtigung der **gleichmäßigen** Wärmeänderung wird begnügen können.

Es fragt sich nun, welcher Wärmeunterschied $\pm t^\circ$, bzw. T , der statischen Berechnung von Betonbauten zugrunde zu legen sei. Beton gilt als schlechter Wärmeleiter, woraus folgt, daß Betonbauten infolge der trägen Fortleitung der Wärme von den täglichen Schwankungen der Luftwärme weniger beeinflusst werden, als etwa Eisenbauten. Über das Maß des Wärmeleitungsvermögens für Mörtel und Beton fehlen jedoch leider bis heute noch, so erwünscht sie wären, zahlenmäßige, aus wissenschaftlichen Versuchen gewonnene Unterlagen fast ganz, weil es für diese

Baustoffe noch keine sicheren Verfahren für die Bestimmung der genannten Eigenschaft gibt.

Wir wissen nur aus der Erfahrung, daß die Wärmeschwankungen in der körnigen Masse des Betons Ähnlichkeit haben müssen mit den Schwankungen der Erdbodenwärme; wie hier, so werden auch dort die Schwankungen mit zunehmendem Eindringen in die Masse geringer, die äußersten Werte zeigen gegenüber der Luftwärme bestimmte Verspätungen, und die Tagesschwankung wird entsprechend immer kleiner, je stärker das Gewölbe ist, und je tiefer wir in dasselbe oder in das Erdreich eindringen.

Bei einem Bauwerk werden dann aber natürlich auch Standort und Klima von entsprechendem Einfluß auf die Größe der vorkommenden Wärmeschwankungen sein, und endlich auch der Umstand, ob die Tragteile der unmittelbaren Bestrahlung ausgesetzt oder, im Gegenteil, vor derselben mehr oder weniger geschützt sind. Im ersten Falle werden dann auch die Querschnittsform, d. h. das Verhältnis des Umfangs zur Fläche, und nicht nur die Stärke von Bedeutung sein.

Die Erwärmung wird also nie eine über den ganzen Querschnitt gleichmäßige sein können, und die äußeren Fasern werden gegenüber den inneren stets Unterschiede in der Wärme aufweisen; bei wechselnden Querschnittsabmessungen des Gewölbes werden, selbst bei absolut konstanter Wirkung des äußeren Wärmestromes, die Temperaturen auch in den innersten Fasern der einzelnen Querschnitte verschieden sein. Daher kann für die Berechnung auch nicht die Wärme- schwankung einzelner Punkte in Betracht kommen, sondern die Schwankung der mittleren Gewölbewärme, d. h. des Mittels der Wärme aller Punkte des Gewölbes. Zur möglichst genauen Bestimmung dieses Mittels ist also die Beobachtung möglichst vieler Punkte und nicht nur vereinzelter notwendig.

Die geltenden Berechnungsvorschriften weisen in der Festsetzung des zu berücksichtigenden Wärmespielraumes heute noch ziemliche Unterschiede auf, wenn auch meistens die frühere Forderung, daß Betonbauten wie Eisenbauten für eine gesamte Wärmeschwankung von -25 bis $+35^{\circ}\text{C}$., also für einen Spielraum von $T=60^{\circ}\text{C}$. zu berechnen seien, fallen gelassen wurde.

Die deutschen Vorschriften vermeiden im allgemeinen bestimmte Festsetzungen, wohl in der Meinung, daß richtigerweise bei der Wahl der anzunehmenden Grenzwerte der Wärme den jeweiligen Verhältnissen des Bauwerks Rechnung getragen werden müsse.

Dagegen haben sich erstmals die schweizerischen Vorschriften vom Jahre 1909 mit einem Unterschiede von $\pm 15^{\circ}\text{C}$. gegen die mittlere Herstellungswärme begnügt, verlangen aber die gleichzeitige Berücksichtigung des Schwindens

des Betons an der Luft, welches einem Wärmeabfall von 20°C . bzw. einer Verkürzung von 0.25 mm auf 1 m gleichzuachten ist. Als Wärmeänderungsmaß gilt also $0,000\,0125$ für 1°C . Bei Berücksichtigung dieser Einflüsse dürfen dann die zulässigen Spannungen für Wärmeänderungen allein um 20 , für Wärmeänderungen und Schwinden um 50% überschritten werden, wobei als äußerste Grenzen gelten für Eisen $\sigma_e = 1500$, für Beton $\sigma_b = 70\text{ kg/qcm}$. Solche für alle Fälle bindende Festsetzungen in Vorschriften haben aber den Nachteil, daß sie gegenüber den wirklichen Verhältnissen oft zu ungünstig, aber gar nicht so selten auch zu günstig sind. Bei Eisenbauwerken, wo die Stärken bzw. Dicken der einzelnen Glieder nicht sehr verschieden sind, mag ein Festwert für die Wärmeschwankung Berechtigung haben. Bei der großen Verschiedenheit der Abmessungen von Betonbauwerken wäre es richtiger, dieser Rechnung zu tragen⁵⁾.

In einem bemerkenswerten Aufsatz über „Der Einfluß der Temperatur auf Bogenbrücken aus Eisenbeton“ in Heft 16 Jahrgang 1909 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ hatte daher Dr. F. von Emperger den Vorschlag gemacht, den Wärmespielraum mit zunehmender Gewölbstärke abnehmen zu lassen. Er schlug vor, bei geringen Abmessungen, bis 20 cm . mittlerer Stärke, eine Schwankung von $+25^{\circ}$ bis -15°C . festzusetzen, und hiervon für je 10 cm Zunahme der mittleren Stärke je 1° abzuziehen, so zwar, daß in Frage käme bei einer mittleren Stärke von:

$20\text{ cm} : +25$ bis -15°C , entspr. $T = 40^{\circ}\text{C}$.
 50 cm (Abzug 3) : $+22$ bis -12°C , „ $T = 34^{\circ}\text{C}$.
 $1,00\text{ m}$ (Abzug 6) : $+17$ bis -7°C , „ $T = 24^{\circ}\text{C}$.

Nach dem Vorgang der Schweizerischen Vorschriften begnügen sich auch die Ungarischen Eisenbetonbestimmungen von 1909, die Österreichischen vom 15. Juni 1911, nachdem sie früher erst einen Spielraum von 50° , dann einen solchen von 40° , nämlich von $+25$ bis -15° vorgesehen hatten, und diejenigen der Württembergischen Staatseisenbahn vom Dezember 1912 mit einer Wärmeschwankung von $\pm 15^{\circ}\text{C}$. Alle drei Vorschriften nehmen jedoch das lineare Ausdehnungsmaß des

⁵⁾ In diesem Sinne lauten nun auch die seit Abfassung dieser Schrift — Frühjahr 1915 — erschienenen Vorschriften in den „Bestimmungen“ des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Oktober 1915. Dieselben setzen für $t = \pm 15^{\circ}\text{C}$., wie bei der Langwieser Brücke angenommen, fest und gestatten für Tragwerke, deren geringste Abmessung 70 cm oder mehr beträgt, und für solche, die durch Überschüttung oder sonst hinreichend geschützt sind, eine Herabsetzung von t auf $\pm 10^{\circ}\text{C}$. Das Schwinden ist einem Wärmeabfall von 15°C . gleich zu achten und α nur mit $1:10^5$ anzunehmen. Die zulässigen Spannungen dürfen bei Berücksichtigung aller Einflüsse um 30% überschritten werden, wobei als oberste Grenzen $\sigma_b = 60\text{ kg/qcm}$, $\sigma_e = 1200\text{ kg/qcm}$ gelten. Auf diese Vorschriften wird am Schlusse des Aufsatzes noch zurückgekommen werden.

Betons zu 0,000 012 für 1°C. an. Schwunderscheinungen sind nur nach den Württembergischen Bestimmungen zu berücksichtigen, und zwar gleich einem Wärmeabfall von 15° .

Der Empergersche Vorschlag hat insofern Beachtung gefunden, als die Württembergischen Vorschriften festsetzen, daß bei Tragwerken von mehr als 70 cm geringster Betonstärke die Grenzen der Wärmeschwankungen auf $\pm 10^{\circ}$ ermäßigt werden können, während die Österreichischen Vorschriften eine gleiche Ermäßigung gestatten, wenn die geringste Betonstärke größer als 70 cm ist, oder das Tragwerk vollständig mit Erde oder dergl. auf 70 cm überschüttet ist⁶⁾.

Die Württembergischen Vorschriften enthalten jedoch auch die sehr wichtige Bemerkung, daß man sich mit dem Unterschied von $\pm 15^{\circ}$ nur begnügen darf, „sofern nicht besondere Verhältnisse die Berücksichtigung größerer Wärmeunterschiede erheischen“. Nach den bisherigen Erfahrungen ist es aber sicher, daß der Spielraum von $\pm 15^{\circ}$ und der Empergersche Vorschlag für dessen Herabminderung bei größeren Stärken nur gelten kann für durchgehende und vor unmittelbarer Bestrahlung geschützte Gewölbe, nicht aber für gegliederte und über der Fahrbahn liegende Querschnitte.

2. Bisherige Versuche.

Die Zahl der Versuche zur Bestimmung der Wärmebewegung in Beton- und Eisenbetontragwerken, sei es durch unmittelbare Messung der Wärme oder durch Messung der dadurch hervorgerufenen Längenänderungen, ist bis jetzt noch ziemlich klein. Bei der Würdigung der Ergebnisse derselben darf man außerdem nicht vergessen, daß nur die Messung der bewirkten Längen-, bzw. Formänderungen, einen Aufschluß über die Schwankung der mittleren Körperwärme geben kann, während die unmittelbare Wärmebeobachtung in nur einzelnen Punkten, besonders wenn man dafür die innersten, günstigsten Punkte wählt, diejenigen in der Bogenachse, wie dies meist geschehen ist, zu irrigen Schlüssen führt.

Zuerst hat Dr. von Emperger im Jahre 1903⁷⁾ bei einem Melanbogen von 60 cm Stärke festgestellt, daß die Schwankung der Körperwärme nicht den äußersten Lufttemperaturen, sondern nur dem Tagesmittel folgt.

Bei der Walnut-Lane-Bogenbrücke in Philadelphia, einem Bogen von 70 m Spannweite und 21 m Stich, 2 Bogenrippen von je 5,4 m Breite und 2,85 m Stärke am Widerlager, bzw. 1,65 m im Scheitel, wurden dann unmittelbare

Messungen der Körperwärme vorgenommen, die sich vom August 1908 bis Mai 1909 erstreckten⁸⁾. Ein elektrisches Thermometer wurde nach Vollendung des Baues in die Mittellinie des Bogens am Widerlager versetzt und dessen Aufzeichnungen mit denjenigen der dortigen meteorologischen Anstalt über die äußeren Lufttemperaturen verglichen. Es zeigte sich dabei eine ziemlich gute Übereinstimmung des Linienzuges der Betonwärme mit den mittleren Wochentemperaturen der Luft. Die Kurve der Betonwärme war sogar noch etwas flacher, als die letztere, und gegenüber derselben um etwa 14 Tage verschoben. Innerhalb der Beobachtungszeit betrug die niedrigste Luftwärme -13° , die höchste $+34^{\circ}$, also die größte Schwankung 47° , während dieselbe bei dem Klima von Philadelphia allerdings nach den bisherigen meteorologischen Beobachtungen bis 52° erreichen kann. Die größte Schwankung der Betonwärme während der Beobachtungszeit betrug dagegen nur etwa 23°C. , also die Hälfte des Unterschiedes der Luftwärme. Nun muß aber festgestellt werden, daß in diesem Falle der Wärmemesser sehr tief in den Beton eintauchte, 1,42 m, und daß zweifellos die Erwärmung in dem schwächeren Scheitelquerschnitt etwas größer gewesen sein wird, welche Annahme dadurch bestätigt wird, daß die gemessene Scheitelbewegung etwa 10% größer war, als rechnerisch der gemessenen Wärmeschwankung entsprochen hätte⁹⁾. Aus dem Umstand, daß die beobachteten Bewegungen des Scheitels die einzelnen Temperaturabweichungen der Außenluft etwas früher angaben, als die Wärmemessungen im Innern des Betons, folgert Emperger, daß die Ungleichmäßigkeiten in der Erwärmung zu Bewegungen führen, die eine viel raschere Durchhitzung voraussetzen lassen, als sie tatsächlich stattfindet.

In den Jahren 1909 bis 1913 wurden dann seitens der Bauleitung des Kraftwerks Augst der Stadt Basel regelmäßige Messungen der Längenänderungen infolge Wärmeeinfluß an der von der Firma Ed. Züblin & Cie. erbauten Zufahrtsbrücke über die Ergolz vorgenommen¹⁰⁾. Es handelt sich um eine 6,50 m breite Straßenbrücke,

8) S. Dr. F. von Emperger: „Der Einfluß der Temperatur auf Bogenbrücken aus Eisenbeton“. Beton und Eisen 1909, S. 360.

9) Gerade für den Vergleich dieser verhältnismäßig günstigen Ergebnisse für die Wärmeschwankung mit den später folgenden Ergebnissen von Langwies muß hervorgehoben werden, daß die Beobachtungen an der Walnut-Lane-Brücke sich nur auf den Querschnitts-Mittelpunkt erstreckten, daß der beobachtete Querschnitt selbst etwa $3\frac{1}{2}$ mal so groß war wie die Bogenquerschnitte von Langwies, und daß der Bogen der Walnut-Lane-Brücke gegen Bestrahlung durch die vorhandenen vollen Querwände des Bogenaufbaues ziemlich gut geschützt war.

10) S. Ing. O. Boßhardt, Die Wasserkraftanlage Augst-Wyhlen, III. Das Kraftwerk Augst der Stadt Basel. Schweiz. Bauzeitung 31. Jan. 1914. Nr. 5. S. 68.

6) S. a. die neuen „Bestimmungen“ des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Oktober 1915.

7) Zeitschrift des Österr. Ing.- und Arch.-Vereins 1903.

deren Tragwerk aus kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment und 4 Öffnungen besteht, von denen zwei 16,80 m, die beiden andern 13,725 m Stützweite haben. Das Tragwerk ist auf dem Mittelpfeiler fest gelagert, während es bei den übrigen Pfeilern auf Gleitlagern ruht, um hohe Nebenspannungen infolge Wärmeeinflusses zu verhindern. Die sorgfältig ausgebildeten Gleitlager ließen geringe Widerstände erwarten und haben sich auch tatsächlich gut bewährt. Nach den Messungen schwankte in dem beobachteten Zeitraum von 5 Jahren die äußerste Luftwärme zwischen -16 und $+33^{\circ}\text{C}$. Die größte Längenänderung der Brücke zwischen den Endpfeilern, bei einer Totlänge von 61,05 m, betrug jedoch nach Aufhören der Schwinderscheinungen nur rd. 12 mm. Dieses Maß würde einer Wärmeänderung entsprechen von

$$t^0 = \frac{\Delta l}{\alpha \cdot 1}; \quad \alpha = 0,000\,0125 \\ \Delta l = 0,012 \\ 1 = 60,05,$$

somit $T^0 = \text{rd. } 16^{\circ}$, bzw. für $\alpha = 0,000\,01$, $T = 20^{\circ}\text{C}$. Der wirkliche Wärmeunterschied im Beton wird jedoch etwas größer gewesen sein, weil ein Teil der Wärmeschubkraft für die Überwindung des Gleit- und Reibungswiderstandes der Gleitlager gebraucht wurde. Außerdem war das Bauwerk, insbesondere die zwei mittleren der vier Träger vor der Bestrahlung durch die Aufschüttung der Fahrbahn sehr gut geschützt. Eine Bestrahlung von oben war gar nicht, eine solche von der Seite nur bei den äußern Trägern, und zwar wegen der Auskragung der Fahrbahnplatte nur in sehr geringem Maße, möglich. Die Träger hatten eine Stärke von 45 cm und in Feldmitte eine Höhe von 90, an den Auflagern eine solche von etwa 2,50 m

Sehr umfangreiche und bemerkenswerte Versuche in gleicher Richtung hat dann Prof. Dr. Gehler an einem Versuchsträger gelegentlich der Ausführung der Querbahnsteighalle für den Hauptbahnhof Leipzig vorgenommen und in seinem Buch „Der Rahmen“¹¹⁾ teilweise veröffentlicht. Dieser Versuchsträger von 35 m Stützweite hatte ein festes und ein bewegliches Lager. An dem letzteren wurde während eines ganzen Jahres täglich dreimal die durch die Wärmeänderung verursachte Längenänderung des unbelasteten Trägers und gleichzeitig die Luftwärme im Schatten gemessen. Aus der Lagerverschiebung wurde dann die derselben entsprechende mittlere Körperwärme rechnerisch ermittelt und gleichzeitig mit der Luftwärme zeichnerisch aufgetragen. Dabei ergab sich, daß die größte Zunahme der Körperwärme gegenüber der Herstellungstemperatur 80% der größten Zunahme der Luftwärme betrug. Sie erreichte jedoch diesen Wert nur nach

einer Reihe aufeinanderfolgender warmer Tage, während welcher der Körper beständig Wärme aufspeichern konnte. Wenn die Wärmeabnahme in gleichem Maße stattfände, würde die Schwankung der Körperwärme daher 80% der Wärmeschwankung der Luft betragen, oder, wenn die letztere zu $40-50^{\circ}$ anzunehmen wäre, $32-40^{\circ}\text{C}$. Dabei muß aber bemerkt werden, daß es sich bei dem Versuchsträger um einen nur 20 cm dicken Körper handelte, der in der allerungünstigsten Weise mit seiner vollen Ansichtsfläche der unmittelbaren Sonnenbestrahlung ausgesetzt war. Gehler bemerkt daher mit Recht, daß in einem solchen Falle ein Betonkörper die Wärme unter Umständen länger behalten könne, als die umgebende Luft¹²⁾, daß aber die Tragwerke von Betonbauten wohl selten oder nie in so ungünstiger Weise der Bestrahlung ausgesetzt seien.

Einen ähnlichen Versuch hat dann Dr. von Empergervorgenommen bei der Schwarzenbergbrücke auf der Internationalen Baufachausstellung Leipzig¹³⁾. Allerdings ist die dort (auf Seite 148 der einschlägigen Schrift) gezogene Schlußfolgerung, daß trotz der leichten Abmessungen des Bauwerks ein Zurückbleiben der Bogen Temperaturen gegen die Lufttemperaturen um etwa 50% stattfindet, mißverständlich. Die ermittelte Bewegung bezieht sich nämlich nur auf einen einzigen Tag und zwar auf einen solchen mit verhältnismäßig geringer Änderung der Luftwärme. Während eines einzigen Tages kann allerdings schon die Zunahme der Betonwärme nur 50%, und sogar noch weniger, von der Zunahme der Luftwärme betragen; auf den größeren Zeitraum eines Jahres bezogen, dürfte aber für Bauwerke von so geringen Abmessungen wie die Schwarzenbergbrücke, wohl eher der Gehlersche Wert von 80% richtig sein, und nur dieser kann für die Berechnung in Frage kommen. Emperger bemerkt übrigens an der gleichen Stelle selbst, daß die Schwankung der Betonwärme nicht den äußersten Lufttemperaturen, sondern dem Tagesmittel folge. Im Laufe des Jahres schwankt aber das Tagesmittel in unsern Klimaverhältnissen um mehr als 50% des Abstandes zwischen den äußersten Lufttemperaturen.

Unmittelbare Messungen der Betonwärme in Gewölben, die jedoch zur Zeit des Beginns der Messungen in Langwies noch nicht bekannt waren, wurden dann an der Brooklyn-Avenue-Brücke

¹²⁾ Dies hat sich auch bei den später folgenden Messungen von Langwies durchaus bestätigt, indem dort zeitweilig die Wärme der am ungünstigsten der Bestrahlung ausgesetzten äußersten Punkte des Scheitelquerschnitts bei länger anhaltendem Steigen der mittleren Luftwärme über die letztere hinausging und bei dem dann folgenden Fallen der mittleren Luftwärme vorerst noch über dieser blieb.

¹³⁾ Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, System Dr.-Ing. Fritz Edler v. Emperger. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1913.

in Los Angeles (Nordamerika) von R. W. Stewart vorgenommen und im „Engineering Record“¹⁴⁾ vom 14. Februar 1914 veröffentlicht. Es handelt sich um eine Eisenbetonbogenbrücke mit 3 Öffnungen, und zwar von 20,1 m Lichtweite für die Mittelöffnung und 17,6 m Lichtweite für die beiden Seitenöffnungen. Das Gewölbe ist jedenfalls sehr dünn, ist aber durch Stirnmauern und Übersüttung vor der direkten Bestrahlung geschützt. In die bereits fertiggestellte Brücke wurden, wie der Verfasser bemerkt, um Anhaltspunkte über die beim Entwurf großer Brücken anzunehmenden Wärmewechsel zu gewinnen, im Kämpfer und Scheitel durch die Fahrbahn hindurch Röhren in das Gewölbe eingesetzt und in diesen Röhren selbstschreibende Thermometer angebracht. Die Beobachtung erfolgte während der Dauer von zwei Jahren, vom Mai 1909 bis April 1911. Neben dem Linienzug der Wärme in der Gewölbeachse wurden dann die Linienzüge der größten und kleinsten Wärme der Außenluft aufgetragen. Es zeigt sich auch hier wieder, daß die mittlere Wärme der Gewölbeachse stets zwischen der größten und kleinsten Wärme der Außenluft liegt. Die Schwankungen der Gewölbewärme waren allerdings etwas größer als die — bei den vorliegenden klimatischen Verhältnissen im Vergleich zu andern, ziemlich geringen — Schwankungen der mittleren Luftwärme, und die Phasenverschiebung gegenüber dem Linienzug der mittleren Luftwärme betrug etwa 8 Tage. Während die Außenwärme zwischen $+1^{\circ}\text{C}$ und $+39^{\circ}\text{C}$, also im ganzen um 38°C schwankte, bewegte sich die Gewölbewärme nur zwischen den äußersten Grenzen von $+7,7^{\circ}\text{C}$ und $+27,2^{\circ}\text{C}$. Sie schwankte also um $19,5^{\circ} = 51,4\%$ der größten Schwankung der Luftwärme.

Da sich die Messungen jedoch wieder nur auf die innersten Körperpunkte bezogen, wird die Schwankung der eigentlichen mittleren Körperwärme auch hier wieder etwas größer gewesen sein, wenn auch hier, ähnlich wie bei der Ergolzbrücke, von vornherein mit einer ziemlich großen Dämpfung infolge der Übersüttung gerechnet werden muß.

Der Verfasser bemerkt dabei, daß also die Annahmen einiger Autoren bezüglich des Wärmewechsels im Beton offenbar zu günstig seien. Dem ist allerdings entgegenzuhalten, daß es sich im vorliegenden Falle zwar wohl um ein vor der Bestrahlung gut geschütztes Bauwerk, dagegen um verhältnismäßig recht geringe Abmessungen handelt.

Es sind nun noch eine ganze Reihe von Laboratoriumsversuchen über das Wärmeleitungsvermögen des Betons zum Zwecke der Prüfung seiner

Widerstandsfähigkeit gegen Feuer gemacht worden. Alle diese Versuche¹⁵⁾ von Grut, Woolson, Hyatt u. a. können jedoch zur Beurteilung der Frage der Wärmeschwankung in Gewölben nicht ohne weiteres herangezogen werden, weil es sich bei diesen Versuchen immer nur um eine verhältnismäßig geringe Dauer der Wärmewirkung (einige Stunden) gehandelt hat, während bei den Gewölben hauptsächlich der Einfluß einer äußeren Wärmezu- oder -abnahme innerhalb sehr langer Dauer von Monaten handelt, die imstande ist, die Wärmeträgheit des Betons bis zu einem gewissen Grade zu überwinden¹⁶⁾. Andererseits kamen bei den Laboratoriumsversuchen Hitzegrade von mehreren 100° vor, wobei die Bestimmung der eigentlichen Leitfähigkeit des Betons dadurch unsicher wird, daß ein Teil der Wärme zur Verdampfung des im Beton enthaltenen Wassers verwendet bzw. dabei gebunden wird. Nach den Versuchen von Grut ergab sich, daß während vier Stunden konstanter Wirkung des gleichen äußeren Hitzegrades beispielsweise die Wärme in 9 cm Tiefe im Beton des Versuchskörpers nur um rd. 20% des Unterschiedes zwischen Anfangswärme des Betons und Außentemperatur zugenommen hatte. Bei den Versuchen von Woolson ergab sich dagegen eine entsprechende Zunahme in gleicher Zeit und gleicher Tiefe von rd. 50%. Der Unterschied ist offenbar zurückzuführen auf die verschiedene Leitfähigkeit des bei beiden Versuchen verwendeten Betons. Daß aber diese, wenn auch Beton an sich ein schlechter Wärmeleiter ist, je nach der Zusammensetzung des Betons, verhältnismäßig stark verschieden sein wird, geht daraus hervor, daß die Wärmeleitungszahlen der einzelnen Stoffe, aus welchen ein Betongemenge bestehen kann, sehr große Unterschiede aufweisen. Der Größe der Wärmeleitungszahl nach folgen sich diese Stoffe etwa in folgender Reihenfolge: Luft, Quarz, Wasser, Ton, Zement, Kalkstein, wobei die letzteren in dieser Reihe etwa

¹⁵⁾ s. Handbuch für Eisenbetonbau Bd. IV. 1. Teil S. 6 u. f.

¹⁶⁾ Es wäre sehr zu wünschen, daß diese Laboratoriumsversuche eine Ergänzung in dem Sinne erfahren würden, daß die Beobachtungen ausgedehnt würden auf geringere, im Bereich der Luftwärmeschwankungen liegende Wärmegrade und zwar auf genau meßbare Wärmewirkungen konstanter, wie auf solche zu- und abnehmender Art, wobei jeweils eine entsprechende Dauer vorzuziehen wäre. Vermutlich ließen sich dabei, wenn Betonkörper verschiedener Abmessungen betrachtet würden, auch gewisse, uns heute noch fehlende, Gesetze über die Geschwindigkeit des Eindringens des Wärmestromes in den Beton aufstellen. Bei Bauwerkversuchen im Freien lassen sich eben diese Gesetze niemals gewinnen, weil es nicht möglich ist, die gesamte Wärmezufuhr genau zu bestimmen, und weil außer dem Grad der äußeren Luftwärme auch die sonstigen Witterungs- und Klimaverhältnisse, wie Bestrahlung, Niederschläge, Verdunstung, Wind usw., von Einfluß auf die Körperwärme sind.

¹⁴⁾ s. auch Zentralblatt der Bauverwaltung vom 1. Juni 1914.

In erster Linie ist natürlich die mittlere Luftwärme, d. h. die mittlere Monatstemperatur des Ortes entsprechend seiner Höhenlage (1320 m ü. M.) niedriger, d. h. das Klima kühler, als bei einem tiefer liegenden Beobachtungspunkt. Neben dieser allgemeinen Erscheinung des Gebirgsklimas zeigt aber der Gang der Luftwärme im Hochtal von Langwies lokale Abweichungen, die namentlich in den verhältnismäßig großen täglichen Schwankungen der Luftwärme²⁰⁾ zum Ausdruck kommen.

Nach den mir in liebenswürdiger Weise von Herrn Direktor Maurer zur Verfügung gestellten Angaben der Schweizerischen meteorologischen Zentralanstalt Zürich betragen beispielsweise die langjährigen Mittelwerte dieser täglichen Schwankung der Luftwärme für Zürich (482 m. ü. M.) 5,0° im Dezember und 11,8° C im Juli, bei einem Jahresdurchschnitt von 9,1°; auf der Säntispitze

(2504 m ü. M.) wächst sie von einem Kleinstwert von 3,9° im November auf nur 5,2° im Juli an, während das Jahresmittel der Schwankung 4,4° C beträgt²¹⁾. In Langwies dagegen wurden aber, wegen seiner günstigen Hochtallage, trotz der größeren Meereshöhe, namentlich in den Wintermonaten erheblich größere Schwankungen als in Zürich beobachtet²²⁾, und zwar betrugen diejenigen in Langwies im Winter 7–10°, im Frühjahr bis 17° und im Sommer im Durchschnitt etwa 10° C.

Die geringere Dichte und der geringere Feuchtigkeitsgehalt der Luft lassen ferner hier die direkte Strahlungswärme kräftiger zur Geltung kommen, als in tieferen Lagen, sodaß also bei der an sich schon sehr ausgesetzten Anordnung des Bauwerks auch noch mit einer stärkeren Wirkung der Bestrahlung gerechnet werden mußte.

(Fortsetzung folgt.)

BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN BALKENS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT AUF ELASTISCH DREHBAREN PFEILERN SOWIE BE- RECHNUNG DES MEHRFACHEN RAHMENS MIT GERADEM BALKEN NACH DER METHODE DER FIXPUNKTE.

Von Dr.-Ing. Ernst Suter,

Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt.

(Fortsetzung von S. 226.)

Nachtrag zu VII.

Analog wie im Nachtrag zu Kap. VI (siehe Juliheft S. 180) bei Pfeilerbelastung (und unverschieblich angenommenen Pfeilerköpfen) gezeigt, kann man auch zur Ermittlung der Momente infolge Verschiebung der Pfeilerköpfe von den Pfeilern ausgehen und zunächst die Pfeilerkopfmomente bestimmen.

An einem Endpfeiler erhalten wir das Pfeilerkopfmoment nach Gl. (273) zu:

$$M_k = \frac{\gamma_1^k}{r + r^k},$$

²⁰⁾ Allgemein nimmt mit zunehmender Meereshöhe die Luftwärme ab, und zwar fallen sowohl die Monatsmittel, wie die Jahresmittel, um so niedriger aus, je höher ein Ort liegt. Gleichzeitig zeigt sich eine Abschwächung der Wärmeschwankungen sowohl im Laufe des Tages, als des Jahres.

Bei der besonderen Form des Höhen- oder Gebirgsklimas aber stellt sich im Winter am Tage leicht die Temperatur-Umkehr ein, d. h. die Luftwärme nimmt häufig in den Luftschichten von unten nach oben nicht ab, sondern zu. Es rührt dies hauptsächlich davon her, daß die über einem hochgelegenen Orte liegende Luftschicht, wegen ihrer geringen Mächtigkeit und verhältnismäßig geringen Dichte, von der einstrahlenden Sonnenwärme einen kleineren Bruchteil absorbiert, sodaß die unmittelbare Strahlungswärme viel stärker zur Wirkung kommt, als in tieferer Lage. Gleichzeitig haben im Winter bei hohem Barometerstand die schweren kalten

worin γ_1^k die Drehung des Pfeilerkopfes bei Bewegungsvorgang I (siehe Fig. 69a), r^k die Kopfdrehung des vom Balken getrennten, oben gelenkartig gestützten Pfeilers infolge Belastung des Pfeilerkopfes mit $M^k = 1$, und r die Drehung des anschließenden, frei drehbar gestützten Balkenendes infolge der Belastung desselben mit $M^r = 1$ bedeutet.

An einem Mittelpfeiler erhalten wir das Pfeilerkopfmoment aus derselben Überlegung wie bei einem Endpfeiler, wenn wir uns in Fig. 69b den Balken nach links fortgesetzt denken und dann in Gl. (273) anstelle von r die gemeinsame Dre-

Luftschichten das Bestreben, in die Tiefe zu sinken, wo sie dann leicht zur Nebelbildung neigen, während die dünneren, höheren Luftschichten mit ihrem geringeren Wasserdampfgehalt eine stärkere Erwärmung begünstigen. Anderseits bewirken im Gebirge verschiedene Einflüsse, wie lokale Winde, namentlich kalte Nachtwinde, und die Verkürzung der ersten Morgen- und letzten Abendstunden an Sonnenschein, meist ein rascheres Sinken der Temperatur nach Sonnenuntergang und ein entsprechend tieferes Minimum, sodaß dann die Tagesschwankungen sehr groß werden können.

²¹⁾ Für Mitteleuropa beträgt die Tagesschwankung im Sommer etwa 9–10°, im Winter bedeutend weniger und im Jahresdurchschnitt etwa 7–8° C.

²²⁾ Das Klima von Langwies ist in dieser Beziehung demjenigen von Arosa ähnlich; nur daß letzteres eine ganz außerordentlich günstige Hochtallage besitzt mit dem Maximum von täglichen Temperaturschwankungen.

hung r^* der beiden anschließenden, über den Pfeiler durchlaufenden Balkenfelder setzen, welche durch Belasten der letzteren mit einem Moment $M = 1$ an der Anschlußstelle des Pfeilers hervorgerufen wird. Man erhält also das Pfeilerkopfmoment an einem Mittelpfeiler aus:

$$M_k = \frac{\gamma_1^k}{r^* + r^k},$$

worin

$$r^* = \frac{r^l \cdot r^r}{r^l + r^r}.$$

Dieser Wert von r^* folgt aus Gl. (111), weil wir uns, da der Pfeilerkopf während des Bewegungsvorganges II (Fig. 69b) unverschieblich angenommen ist, den Pfeiler 2 in Fig. 41 in die Verlängerung der Balkenachse hinaufgeklappt denken können; nach der gedachten Aufklappung erhält r^k in Gl. (111) die Bezeichnung r^l .

Hat man die Momente an den Pfeilerköpfen ermittelt, so können dieselben, wie am Schlusse des Nachtrages zu Kap. VI angeführt, in die ansteigenden Balkenfelder übergeleitet werden.

An jedem verschobenen Pfeilerkopf treten 2 Horizontalschübe H_1^k und H_2^k auf, welche sich addieren. H_1^k wird noch den Gl. (264–267) bestimmt, während H_2^k entweder nach den Gl. (200–204), oder laut Gl. (270) aus:

$$H_2^k = \frac{M_k}{y_0}$$

erhalten wird (da der Pfeilerkopf während des Bewegungsvorganges II unverschieblich festgehalten ist), wo y_0 der Abstand des Momentennullpunktes vom Pfeilerkopf bedeutet (siehe Fig. 68b) und nach den Gl. (130–133) ermittelt wird.

Ist ein Pfeiler an seinem Fuße weder gelenkig gelagert, noch fest eingespannt, sondern infolge einer am Pfeilerfuß anschließenden Konstruktion oder dergl. elastisch eingespannt, so bleiben die in Kap. VI sowie im vorhergehenden Absatz für die Momente infolge einer Pfeilerkopfverschiebung abgeleiteten Formeln dieselben, es ändert sich darin jedoch der Wert des vom Bewegungsvorgang I herrührenden Drehwinkels γ_1^k wegen der elastischen Nachgiebigkeit des Säulenfußes. Nach Gl. (256) ist allgemein:

$$\gamma_1^k = \Delta \cdot \frac{\gamma_h}{v_h},$$

wo v_h die horizontale Kopfverschiebung und γ_h die Kopfdrehung des betrachteten, unten elastisch eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfei-

lers infolge Belasten seines Kopfes mit einer Horizontalkraft $H = 1$ bedeutet. Bei elastisch eingespanntem Pfeilerfuß erhalten die Ausdrücke für γ_h und v_h gegenüber Gl. (32) und (39) noch ein Zusatzglied, und es ergibt sich z. B. bei konstantem Pfeilerträgheitsmoment mit $f = 0$:

$$\gamma_h = \frac{h^2}{2 \cdot E_s \cdot T_s} + h \cdot r^f$$

und

$$v_h = \frac{h^3}{3 \cdot E_s \cdot T_s} + h^2 \cdot r^f,$$

wo r^f die Drehung der Anschlußstelle des Pfeilerfußes infolge Belastung derselben mit einem Moment $M = 1$ bedeutet.

Der vom Bewegungsvorgang I herrührende Horizontalschub

$$H_1^k = \frac{\Delta}{v_h}$$

(siehe Gl. [263]) hat entsprechend dem veränderten Wert von v_h bei elastisch eingespanntem Pfeilerfuß, z. B. bei konstantem Trägheitsmoment, den Ausdruck:

$$H_1^k = \frac{\Delta}{h^2 \left(\frac{h}{3 \cdot E_s \cdot T_s} + r^f \right)}.$$

VIII.

Allgemeine Berechnung des mehrfachen Rahmens mit horizontalem Balken und entweder unten eingespannten oder gelenkartig gelagerten Pfeilern über beliebig viele Öffnungen für beliebige Balken- und Pfeilerbelastung.

Wir teilen den Gang der Berechnung des Rahmens in folgende zwei getrennte Hauptabschnitte ein:

Rechnungsabschnitt I.

Während des Rechnungsabschnittes I nehmen wir an, die horizontale Verschiebbarkeit des Balkens sei vorübergehend durch gedachte Lager an den Pfeilerköpfen aufgehoben (Fig. 72), welche jedoch die elastische Drehbarkeit der Pfeilerköpfe nicht behindern. Der Rahmen geht daher jetzt in einen kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Pfeilern mit horizontal unverschieblichen Pfeilerköpfen über, an welchem wir zunächst die Fixpunkte bestimmen und dann die Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke infolge der gegebenen äußeren Balken- oder Pfeilerbelastung genau nach den Methoden ermitteln, welche wir im „Ersten Teil“ der vorliegenden Abhandlung entwickelt haben. Auf

jeden Pfeilerkopf wird vom gedachten Lager daselbst ein horizontaler Auflagerdruck H_P^k („Reaktion“) infolge der äußeren Lasten P ausgeübt, welcher eine horizontale Verschiebung desselben verhindert und welcher nach Größe und Vorzeichen mittels der Gl. (200), (201), (202), (203), (204), (219), (232) zu bestimmen ist. Zuletzt bilden wir den Ausdruck $\sum H_P^k$ („Reaktion“), in welchem bei der Summenbildung die Vorzeichen der einzelnen Glieder H_P^k zu berücksichtigen sind.

Rechnungsabschnitt II.

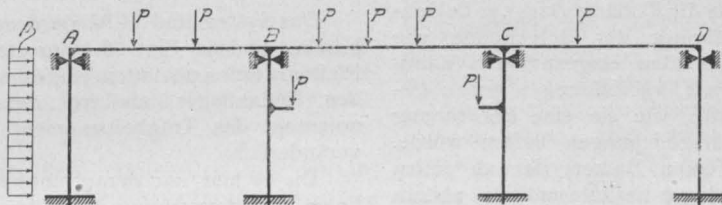
Wir entfernen jetzt die während des Rechnungsabschnittes I an den Pfeilerköpfen angenommenen Lager; damit ist der Widerstand aufgehoben, durch welchen bisher eine horizontale Verschiebung des Balkens und mithin auch sämt-

Abschnitt II erläutert wurde, die Momente M^* , Horizontalschübe H^* , Querkräfte Q^* und Auflagerdrücke V^* infolge der in Richtung der Kraft $(-\sum H_P^k)$ wirkenden Belastung $H = 1$, und multiplizieren dieselben mit dem absoluten Werte $\sum H_P^k$.

Zum Schluß addieren wir die vorgenannten, mit ihrem Vorzeichen zu nehmenden Zusätze zu den Momenten, Horizontalschüben, Querkräften und Auflagerdrücken aus Rechnungsabschnitt I; die Summe ergibt die genauen, resultierenden Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke, welche am Rahmen infolge der gegebenen äußeren Lasten entstehen.

Die vorstehend beschriebene Berechnungsweise des ein- und mehrfachen Rahmens mit hori-

Fig. 72.



licher Pfeilerköpfe verhindert wurde. Nachdem die gedachten Lager und damit auch die von ihnen ausgeübten horizontalen Lagerdrücke („Reaktionen“) entfernt sind, treten die horizontalen Gegendrücke („Aktionen“) in Tätigkeit, welche von den Pfeilerköpfen auf die Lager ausgeübt wurden, und welche den im Rechnungsabschnitt I bestimmten Kräften H_P^k entgegengesetzt gleich sind; da nun diese Gegendrücke sämtlich in der Balkenachse, d. h. in ein und derselben Geraden wirken, so bildet ihre Resultante eine Kraft H , welche gleich ist dem mit entgegengesetztem Vorzeichen zu nehmenden, am Schlusse des Rechnungsabschnittes I ermittelten Ausdruck $\sum H_P^k$

d. h. $H = -\sum H_P^k$; diese Kraft wirkt also in derjenigen Richtung, nach welcher sich der Längsbalken des Rahmens unter der gegebenen äußeren Belastung tatsächlich verschiebt. Die innere Kraft $(-\sum H_P^k)$ erteilt dem Längsbalken des Rahmens und mithin sämtlichen Pfeilerköpfen eine horizontale Verschiebung Δ genau wie eine äußere, den Rahmen belastende Horizontalkraft, und ruft daher am ganzen Rahmen Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke hervor, welche wir als Zusätze bezeichnen. Zur Bestimmung dieser Zusätze ermitteln wir zunächst nach dem Verfahren, welches im vorhergehenden Kapitel VII,

zontalem Balken und vertikalen Pfeilern ist nicht nur auf eine beliebige ruhende Balken- oder Pfeilerbelastung anwendbar, sondern eignet sich in gleich guter Weise zur Berechnung des Rahmens für wandernde Lasten nach dem Verfahren der Einflußlinien. Hierbei setzen die Ordinaten irgend einer Einflußlinie (Moment, Querkraft, Auflagerdruck usw.) sich aus einem nach Rechnungsabschnitt I und einem nach Rechnungsabschnitt II zu ermittelnden Anteil zusammen; der letztere Anteil einer jeden Einflußlinie wird in einfacher Weise aus der Einflußlinie der im Rechnungsabschnitt II erwähnten Kraft $H = -\sum H_P^k$ („Aktion“) und der Momentenfläche am Rahmen infolge der äußeren Kraft $H = 1$ ermittelt, welcher letztere ja ohnehin schon zu anderen Rechnungszwecken bestimmt werden muß. Die Konstruktion der Einflußlinien ist im „Dritten Teil“ der vorliegenden Abhandlung zu finden, auf welche hiermit verwiesen sei.

Da man den Rahmen während des Rechnungsabschnittes I als vorübergehend an seinen Pfeilerköpfen festgehalten betrachtet, so kann man bei Bestimmung der inneren Kräfte aus Rechnungsabschnitt I die Endpfeiler in die Verlängerung der Balkenachse hinaufklappen und wie Endfelder eines kontinuierlichen Balkens behandeln, was besonders bei belasteten Endpfeilern vor-

teilhaft ist; dabei sind an den Köpfen der aufgeklappten Pfeiler frei drehbare Auflager anzunehmen. Ferner können die Endpfeiler bei denjenigen Rahmen und Belastungsfällen aufgeklappt werden, bei welchen $\sum H_p^k$ gleich Null ist (wenn

sich die an den einzelnen Pfeilerköpfen auftretenden Horizontalschübe gegenseitig aufheben), was bei symmetrischer Tragkonstruktion und sym-

metrischer Belastung zutrifft; ist aber $\sum H_p^k$

gleich Null, so treten am Rahmen keine zusätzlichen inneren Kräfte auf, und Rechnungsabschnitt I liefert schon die endgültigen inneren Kräfte. Man erhält zum Beispiel an einem einfachen, symmetrischen Rahmen sowohl für gleichmäßig verteilte Belastung des Balkens auf seine ganze Länge, als auch für gleichzeitige Belastung der beiden Pfeiler mit gleich großem Erd- oder Wasserdruck durch Aufklappen der Pfeiler in die Verlängerung der Balkenachse und Durchführung der Berechnung wie für einen an beiden Enden eingespannten kontinuierlichen Balken mit drei Öffnungen genau dieselben inneren Kräfte, wie sie eine Berechnung nach den Elastizitätsgleichungen liefern würde. Dasselbe gilt für einen Balken, der an einem Ende ein festes Auflager besitzt und am andern Ende mit einem elastisch drehbaren Pfeiler verbunden ist (z. B. Vordach eines Gebäudes), und zwar für beliebige Balken- und Pfeilerbelastung, da der am Kopfe des Pfeilers durch Belastung dieses einhüftigen Rahmens auftretende Horizontalschub H_p^k vom festen Balkenaufleger aufgenommen wird, weshalb keine zusätzlichen inneren Kräfte auftreten.

Die Grundlage für die Ermittlung der „Zusätze“ aus Rechnungsabschnitt II bilden die Momente M^* infolge einer äußeren, in Balkenachse angreifenden Horizontalkraft $H = 1$. Da die Momente M^* allein abhängig sind von den Abmessungen des Rahmens, so hat man bei der Berechnung eines Rahmens für mehrere Belastungsfälle diese Momente M^* nur einmal zu ermitteln, und man erhält die „Zusätze“ dadurch, daß man die jedem einzelnen Belastungsfall entsprechende

Horizontalkraft $\sum H_p^k$ mit den Momenten M^* multipliziert. Hieraus ist ersichtlich, daß die vorliegende Berechnungsmethode des Rahmens gegenüber derjenigen nach den Elastizitätsgleichungen, wo für jeden Belastungsfall die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen, eine sehr zeitraubende Arbeit, von neuem vorgenommen werden muß, sehr vorteilhaft ist. Es sei noch darauf hingewiesen, daß man die inneren Kräfte, herrührend von den Säulenkopfverschiebungen, d. h. die Zusätze, erst bei

Rahmen mit vier und mehr Pfeilern vernachlässigen kann. Die größten Zusätze treten bei einem kontinuierlichen Balken mit zwei ungleich großen Öffnungen auf, dessen Enden frei drehbar sind und dessen Mittelstütze aus einem elastisch drehbaren Pfeiler besteht; hier erreichen die Zusätze Werte bis zu einem Drittel der inneren Kräfte, die man ohne Berücksichtigung der Säulenkopfverschiebungen erhält.

Dritter Teil.

Anwendung der im „Ersten und Zweiten Teil“ entwickelten Methoden zur Ermittlung der Einflußlinien der Momente, Querkräfte, Auflagerdrücke und Horizontalschübe an einer Rahmenbrücke über drei Öffnungen.

Das System und die Abmessungen der Rahmenbrücke sind in Fig. 73 dargestellt. Die beiden Pfeiler werden als unten eingespannt und die beiden Endauflager als frei verschieblich angenommen; das Trägheitsmoment des Balkens ist veränderlich.

Da es hier nur darauf ankommt, die Einflußlinien zur Berechnung des Rahmens zu zeigen, so nehmen wir die Lage der Fixpunkte am Balken und an den Pfeilern, die Verkleinerungskoeffizienten μ , sowie die Kreuzlinien-Abschnitte als gegeben an.

Rechnungsabschnitt I.

Wir nehmen an, der Balken des Rahmens sei vorübergehend horizontal unverschieblich festgehalten. Unter dieser Annahme ermitteln wir die in den Fig. 88 bis 101 gestrichelt dargestellten Einflußlinien.

Zu diesem Zweck zeichnen wir die am kontinuierlichen Balken von der wandernden Last $P = 1,00\text{ t}$ in einer jeden Stellung derselben hervorgerufene, über alle Öffnungen sich erstreckende Momentenfläche (Fig. 74), in welcher alle Einflußordinaten enthalten sind; hierbei ist zu beachten, daß die Momente an den Pfeilern B und C beim Überschreiten der letzteren mit den entsprechenden Verkleinerungskoeffizienten μ zu multiplizieren sind.

Die Ordinaten der Einflußlinie des Biegemomentes für einen Schnitt finden wir als die auf der Senkrechten durch diesen Schnitt abgegriffenen Ordinaten sämtlicher, den einzelnen Laststellungen in allen Öffnungen entsprechenden Momentenflächen; diese Abschnitte werden in denjenigen Laststellungen aufgetragen, aus deren zugehöriger Momentenfläche sie gewonnen wurden. Die Ordinaten der Einflußlinie der Querkraft

für einen Schnitt in der belasteten Öffnung finden wir aus dem Kräftepolygon, mit dem die, den einzelnen Laststellungen entsprechenden einfachen Momentenflächen in dieser Öffnung gezeichnet wurden, und in welchem die Ordinaten durch die Parallelen zu den den einzelnen Laststellungen entsprechenden Schlußlinien auf der Last $P = 1\text{ t}$ abgeschnitten werden (Fig. 74a und 74b); die Ordinaten der Einflußlinie der Querkraft für einen Schnitt in einer unbelasteten Öffnung werden auf einer im Abstand H (Polweite) vom Fixpunkt, durch welchen die den einzelnen Laststellungen entsprechenden Schlußlinien in dieser Öffnung gehen, gezogenen Vertikalen von den genannten Schlußlinien abgeschnitten (vergl. Kapitel V, Abschnitt III, Nummer 2). Die Ordinaten der Einflußlinie des Auflagerdrucks an einer Endstütze sind identisch mit denjenigen der Einflußlinie der Querkraft daselbst; die Ordinaten der Einflußlinie des Auflagerdrucks an einer Mittelstütze sind gleich der Summe der Ordinaten der Einflußlinien für die Querkräfte unmittelbar links und rechts dieser Stütze.

Es ist noch die in Fig. 102 dargestellte Einflußlinie für den Horizontalschub an einem der beiden Pfeilerköpfe, z. B. am Pfeiler B, vorzuführen:

Nach Formel (200) ergibt sich mit den in Fig. 73 eingetragenen Abmessungen:

$$H_B^k = -\frac{3h + 6f}{2(h^2 + 3hf + 3f^2)} \cdot [M_B^k] = -0,217 \cdot [M_B^k] \quad („\text{Reaktion}“).$$

Daraus geht hervor, daß die in Fig. 102 gestrichelt dargestellte Einflußlinie des Horizontalschubs H_B^k genau gleich der in Fig. 91 gestrichelten, jedoch mit entgegengesetztem Vorzeichen zu nehmenden Einflußlinie von M_B^k gezeichnet werden kann, wobei die Ordinaten der letzteren mit 0,217 zu multiplizieren oder die Ordinaten der Einflußlinie für H_B^k (da die Einflußlinie für M_B^k im Maßstab 1,00 cm = 2,0 tm aufgetragen ist) im Maßstab 1,00 cm = 0,217 · 2,0 = 0,434 t, oder, wie in Fig. 102 dargestellt, im Maßstab 1,00 t = $\frac{1}{0,434}$ = 2,30 cm aufzuzeichnen sind.

Rechnungsabschnitt II.

Solange die während des Rechnungsabschnittes I in A und D angenommenen festen Gelenklager vorhanden sind, wird vom Balken auf die Köpfe der Pfeiler B und C in jeder Stellung der wandernden Last $P = 1,00\text{ t}$ ein Horizontalschub H_B^k bzw. H_C^k übertragen, dessen Größe nach Formel (200) zu bestimmen ist. Die entgegengesetzt gleichen Horizontalschübe werden

von den beiden Pfeilerköpfen auf den Balken übertragen; die in Balkenachse wirkende Resultante

$$H_{P_{res}}^k = -[H_B^k + H_C^k] \quad („\text{Aktion}“)$$

dieser beiden Kräfte wird mittels des Balkens auf die angenommenen festen Lager übertragen und durch letztere verhindert, den Balken horizontal zu verschieben. Entfernen wir jetzt die angenommenen festen Lager in A und D und stellen auf diese Weise den ursprünglichen Zustand der freien Verschiebbarkeit wieder her, so erteilt die vorgenannte, in einer jeden der einzelnen Stellungen der Last $P = 1,00\text{ t}$ erzeugte Horizontalkraft, sofern sie von Null verschieden ist, dem Balken eine in ihrer Richtung erfolgende Verschiebung, welcher neue, bisher noch nicht berücksichtigte innere Kräfte entsprechen. Die im Rechnungsabschnitt I ermittelten, in den Fig. 88 bis 102 gestrichelt dargestellten Einflußlinien der Biegemomente, Querkräfte, Auflagerdrücke und des Horizontalschubs H_B^k müssen daher noch durch Zusätze ergänzt werden.

Zur Bestimmung dieser Zusätze ermitteln wir nachfolgend die einer jeden Stellung der wandernden Last $P = 1,00\text{ t}$ entsprechende Ursache dieser Zusätze, nämlich die jeweilige Kraft $H_{P_{res}}^k$; dann folgt die Ermittlung der von den einzelnen Kräften $H_{P_{res}}^k$ am Balken hervorgerufenen Momente, Querkräfte und Auflagerdrücke sowie die Ermittlung der Horizontalschübe an den Pfeilerköpfen und schließlich die Bestimmung der Zusätze selbst.

1. Horizontalschub $H_{P_{res}}^k$ („Aktion“) in den einzelnen Stellungen der Kraft $P = 1,00\text{ t}$.

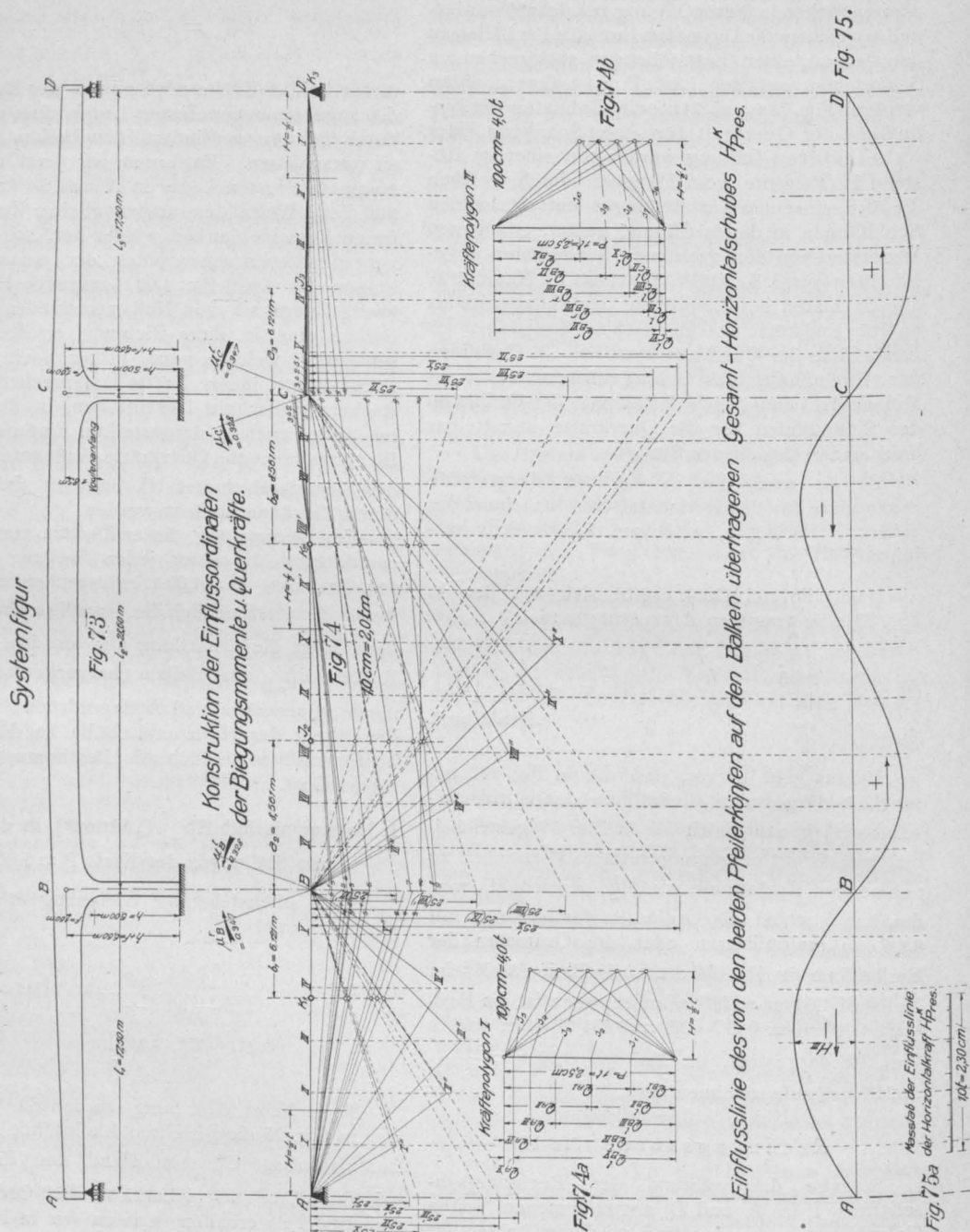
Nach obenstehender Gleichung erhalten wir mittels Formel (200):

$$\begin{aligned} H_{P_{res}}^k &= \frac{3h + 6f}{2(h^2 + 3hf + 3f^2)} \cdot [M_B^k + M_C^k] \\ &= 0,217 \cdot [M_B^k + M_C^k]. \end{aligned}$$

Nach dieser Gleichung wurden die Ordinaten der in Fig. 75 dargestellten Einflußlinie des Horizontalschubs $H_{P_{res}}^k$ an Hand der Fig. 74 ermittelt. Um beispielsweise die Ordinate im Schnitt III zu erhalten, greifen wir in Fig. 74 die von der Schlußlinie 3 der ersten und zweiten Öffnung auf der Senkrechten durch B bestimmte negative Strecke M_B^k mit dem Zirkel ab und addieren dazu die von der Schlußlinie 3 der zweiten und dritten Öffnung auf der Senkrechten

durch C bestimmte positive Strecke M_C^k ; berücksichtigen wir, daß die algebraische Summe dieser beiden Strecken mit dem Momentenmaßstab

$$\begin{aligned} H_{P_{res}}^k &= 0,217 \cdot 2,0 \cdot [-\text{Strecke } M_B^k + \text{Strecke } M_C^k] \\ &= 0,434 \cdot [-\text{Strecke } M_B^k + \text{Strecke } M_C^k]. \end{aligned}$$



1,00 cm = 2,0 tm der Fig. 74 zu messen und mit dem Faktor 0,217 zu multiplizieren ist, so erhalten wir $H_{P_{res}}^k$ in der folgenden Form:

Die mit dem Zirkel gebildete algebraische Summe der beiden in Fig. 74 abgegriffenen Momentenstrecken M_B^k und M_C^k wurde ohne weitere

Umwandlung in Fig. 75 abgetragen; die Multiplikation mit dem Faktor 0,434 berücksichtigen wir dadurch, daß wir die Ordinaten dieser Figur mit dem Maßstab $1,00 \text{ cm} = 0,434 \text{ t}$ oder, wie in Fig. 75a dargestellt, mit dem Maßstab $1,00 \text{ t} = \frac{1}{0,434} = 2,30 \text{ cm}$ messen.

In bezug auf das Vorzeichen gilt für vorliegendes Beispiel folgendes: In den Laststellungen I bis V der ersten Öffnung ist die positive Momentenstrecke M_C^k kleiner als die negative Momentenstrecke M_B^k , während in den Laststellungen V bis IX der linken Hälfte der zweiten Öffnung die positive Momentenstrecke M_B^k größer ist als die

negative Momentenstrecke M_C^k ; nach der vorstehenden Gleichung hat daher $H_{P_{res}}^k$ negatives Vorzeichen in allen Laststellungen der ersten Öffnung, d. h. $H_{P_{res}}^k$ ist hier nach links gerichtet, und positives Vorzeichen in allen Laststellungen der linken Hälfte der zweiten Öffnung, d. h. $H_{P_{res}}^k$ ist dort nach rechts gerichtet. Aus Symmetriegründen haben die Ordinaten links und rechts der Mitte gleiche Größe, aber entgegengesetztes Vorzeichen.

(Schluß folgt.)

DIE UFERMAUER AM HOCHOFENWERK LÜBECK.

Von C. Busemann (Lübeck).

(Schluß von S. 214.)

Auf Grund dieses Gutachtens beschloß die Werksleitung sofort eine Ufermauer bauen zu

daß die Firma im übrigen in der Wahl ihrer Vorschläge vollständig frei sei.

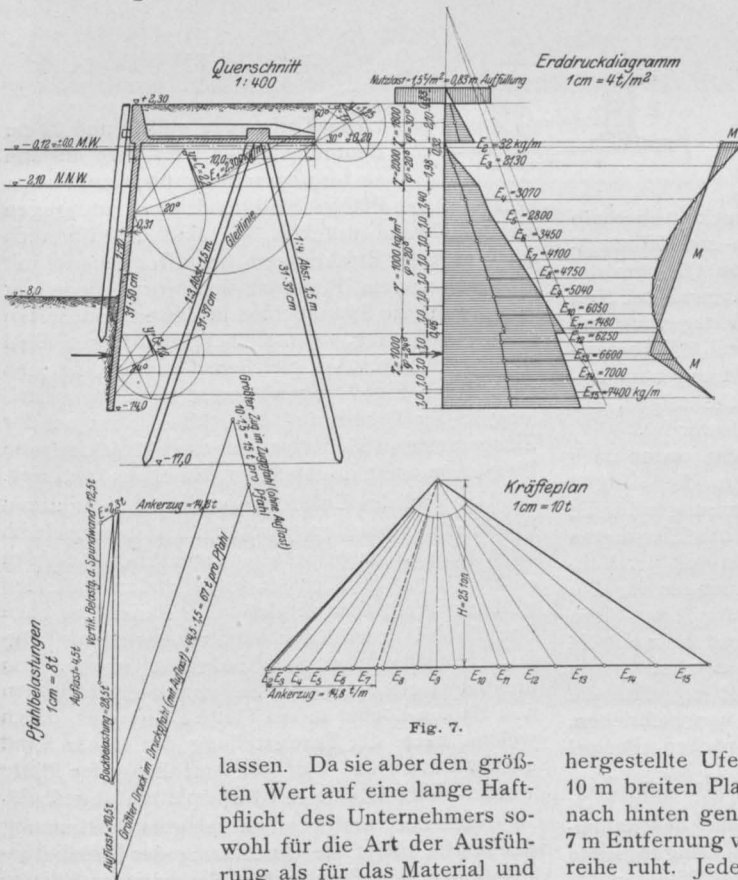


Fig. 7.

lassen. Da sie aber den größten Wert auf eine lange Haftpflicht des Unternehmers sowohl für die Art der Ausführung als für das Material und

Aus diesem Wettbewerb ging die Firma Christiani & Nielsen in Hamburg mit dem im Nachfolgenden beschriebenen — von ihr bereits mehrfach ausgeführten System — als Siegerin hervor.

Die Firma leistet für diese Ufermauer vertraglich „nach erfolgter Abnahme noch zwei Jahre Garantie für die Standsicherheit der Konstruktion und für die von ihr gelieferten Materialien und geleisteten Arbeiten in der Weise, daß sie während dieser Zeit sämtliche Fehler, welche auf mangelhafte Standsicherheit, Arbeit oder fehlerhaftes Material zurückzuführen sind, sofort auf ihre Kosten beseitigt“. Dies ist für die vorliegenden Verhältnisse ein weitgehendes Risiko, um so mehr, als es nicht an Stimmen fehlte, die für den in Bewegung befindlichen Boden nur elastisches Material — Holz oder Eisen —, auf keinen Fall Eisenbeton für geeignet hielten.

Die vollständig in Eisenbeton hergestellte Ufermauer (Fig. 7) besteht aus einer 10 m breiten Platte, welche vorne auf einer 1:10 nach hinten geneigten Spundwand und normal in 7 m Entfernung von der Vorderkante auf einer Bockreihe ruht. Jeder Bock besteht aus einem 1:3 geneigten Druckpfahl von 31,5·37 cm Querschnitt und aus einem 1:4 geneigten Zugpfahl von gleichen Abmessungen.

die Arbeit wünschte, gab sie einer beschränkten Anzahl Firmen von Ruf die Rehdersche Arbeit als Material, mit der ausdrücklichen Erklärung,

Die Böcke stehen auf 75 m Uferlänge (von Kranpfeiler 6 bis zur Mitte zwischen Kranpfeiler 14 und 15) in 1,25 m, im übrigen in 1,50 m Entfernung.

Die 17 bis 19 m langen Pfähle reichen von 0 bis Kranpfeiler 26 bis — 17 m N. N., von Kranpfeiler 30 bis 31 bis — 16 m N. N. und im übrigen bis — 15 m N. N.

Die Spundwand ist von 0 bis Kranpfeiler 9, von 17½ bis 21 und von 29⅔ bis 32 bis — 14 m N. N., von Kranpfeiler 9 bis 17½ bis — 15 m N. N. und von 21 bis 29⅔ sowie von 32 bis 44 bis — 13 m N. N. geschlagen.

Die Platte ist durch Balken in normal 1,25 bis 1,50 m Entfernung aufgelöst, welche über den Böcken durch eine kräftige und breite Längsrippe verbunden sind (siehe Fig. 8).

Für die Berechnung war Oberkante Terrain auf + 2,30 m N. N. und außerdem eine Nutzlast von 1,5 t per qm anzunehmen, Mittelwasser auf — 0,12 m N. N., niedrigstes Niedrigwasser auf — 2,10 und zukünftige Hafensohle auf — 8,0 m N. N. (Die jetzige Hafensohle liegt an der Mauer auf — 7,00, in der Mitte auf — 7,50 bis 8,0 N. N.) Für den Erddruck ist oberhalb Mittelwasser (— 0,12) 30° Böschungs- und Reibungswinkel und ein Einheitsgewicht von 1,8 t/cbm darunter bis — 10 m N. N. 20° Böschungswinkel, Null Grad Reibungswinkel, 2,0 t/cbm Einheitsgewicht und unter — 10 m N. N. 24° Böschungswinkel, 0° Reibungswinkel und 2,0 t/cbm Einheitsgewicht angenommen, gemäß den Bohrergebnissen, welche zeigen, daß unter — 10 der Boden bedeutend fester ist.

Die Eisenbetonbohlen und Pfähle waren nach den Erfahrungen bei Rammungen, die übrigen Teile nach den preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton vom 24. Mai 1907 zu dimensionieren, mit der Maßgabe, daß als größte Materialspannungen für den Beton 40 kg/qcm Druck und für das Eisen 1000 kg/qcm Zug oder Druck gelten und die Schubspannungen in der Platte möglichst vom Eisen aufgenommen werden sollten. Für die Tragfähigkeit der Pfähle wurde vorgeschrieben, daß dieselbe nach der Eitelweinschen Formel

$$T = \left(\frac{h}{e} \cdot \frac{Q^2}{Q+y} + Q + y \right), \text{ wo } T \text{ die Tragfähigkeit des Pfahles in t, } h \text{ die Fallhöhe des Rammhämmer in cm, } e \text{ die zugehörige Eindringungstiefe in cm, } Q \text{ das Bärgegewicht in t, } y \text{ das Pfahlgewicht in t bedeutet, eine dreifache sein sollte, daß also } T = \frac{P}{3} \text{ zulässig sei.}$$

Die nach obigen Voraussetzungen sich ergebenden Kräfte sind zeichnerisch ermittelt und in Fig. 7 für eine Bockentfernung von 1,5 m eingetragen worden.

Aus diesem Bilde ergibt sich auch die Entlastung der Spundwand durch die breite Platte, unter der Voraussetzung, daß der volle Erddruck die Spundwand erst trifft im Schnittpunkte der durch die hintere Kante der Platte gelegten Gleitebene mit der Spundwand.

Man kann diese Annahme für die Spundwand durchaus gelten lassen, weil ein erheblicher Teil des Erddrucks durch die hinteren Pfähle der Böcke aufgenommen wird, namentlich wenn diese alle in einer Reihe und wie hier nur in 1,25 bis

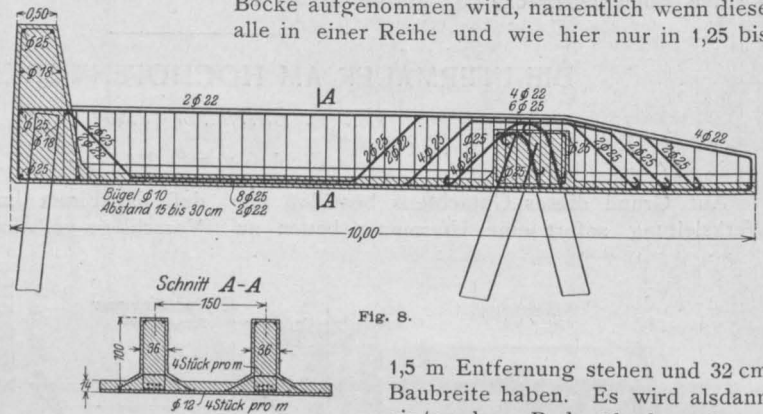


Fig. 8.

1,5 m Entfernung stehen und 32 cm Baubreite haben. Es wird alsdann ein formbarer Boden überhaupt kaum

zwischen den Pfählen hindurchdringen und gegen die Spundwand drücken. Es sind deshalb auch nach meinen Erfahrungen bei Ufermauern mit großem, engem Pfahlrost und vorne liegender Spundwand die Spundbohlen in diesen Bodenarten schon stark genug, wenn sie heil hinuntergetrieben werden können. Aus gleichem Grunde kann man auch die in Fig. 7 angenommene Momentenverteilung in der Spundwand derart, daß oben an der Einspannungsstelle und weiter unten 3 gleich große Biegemomente entstehen, durchaus zulassen.

Der Teil des Erddrucks, welcher die hinteren Pfähle auf Biegung beansprucht, läßt sich rechnerisch nicht fassen. Um denselben aber möglichst klein zu halten, legte die Firma in vorliegendem Falle den größten Wert darauf, daß der Raum zwischen Spundwand und Pfählen nach Fertigstellung möglichst vollständig mit Sand ausgefüllt wurde. Um dies zu erreichen, wurden in jedem Felde zwischen den Balken Löcher in der Platte ausgespart, durch welche nach der Fertigstellung der Mauer Sand geschüttet wurde. Vor der Auffüllung der Platte wurden diese Löcher mit Betonplatten abgedeckt.

Nach der vorstehend dargelegten Bestimmung der Kräfte bildet die Berechnung der Eisenbetonteile nach den Preussischen Bestimmungen keine Besonderheiten, weshalb sie hier nicht weiter erwähnt zu werden braucht und bezüglich der Art der Armierung auf Fig. 8 verwiesen wird.

Bevor die Firma mit der Herstellung der Eisenbetonpfähle begann, schlug sie noch 13 Probpfähle aus Holz, deren Lage aus der Fig. 5 ersichtlich ist. Diese Pfähle waren 18 m lang, hatten einen mittleren Durchmesser von 40 cm

Da das Hochofenwerk seit einigen Jahren als Nebenprodukt einen vorzüglichen Eisenportlandzement herstellt, welcher von der Wasserbaubehörde in Lübeck nach eingehenden Vergleichsversuchen zwischen Portland- und diesem Eisenportlandzement ausschließlich verwendet wird, so wurde natürlich für den Eisenbeton dieser Zement sowie der als sehr gut bekannte Kies aus den Güsterschen Gruben am Elbe-Trave-Kanal vorgeschrieben, womit auch die Firma durchaus einverstanden war, nachdem sie sich durch Einsicht der amtlichen Vergleichsproben sowie durch eigene Versuche von der Vorzüglichkeit des Eisenportlandzements überzeugt hatte.

Nachdem so über alles Klarheit geschaffen war, wurde die Lage der neuen parallel der Kranbahn verlaufenden Mauer dadurch festgelegt, daß die neue Spundwand an der stärksten Ausbuchtung der alten Mauer noch eben vor die alte Spundwand entlang gerammt werden konnte, damit auch die Ausladung der Kräne über Wasser möglichst groß erhalten blieb. Hieraus bestimmte sich das Maß: Vorderkante Mauer 14 m vor der Kranbahnachse.

Die Pfahlböcke mußten in ihrer Lage örtlich so festgelegt werden, daß die neuen Pfähle die alten nicht treffen und der Druckpfahl entweder über die alte Spundwand hinweg oder unter dieselbe hindurchgerammt werden konnte. Infolge dessen wechselte die Entfernung zwischen Bock und Spundwand von 6 auf 9,5 m (unter Verbreiterung der Platte) und auch die Balkenentfernung. Man mußte nach der Rammung erst jeden Pfahl einmessen, bevor man die

Traglast des Pfahles sowie die Größe und Armierung der Platten und Balken bestimmen konnte. Erwies sich alsdann ein Pfahl nicht tragfähig genug, so mußte noch einer daneben gerammt werden. Bei der Festlegung der Spundwandlage war nun übersehen worden, daß sich die alte Spundwand während der Rammarbeit noch wesentlich verschieben würde.

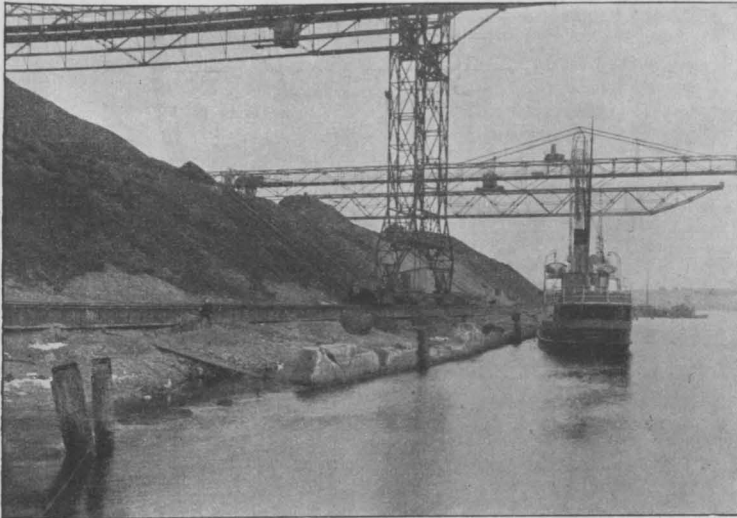


Fig. 9. Altes Ufer.

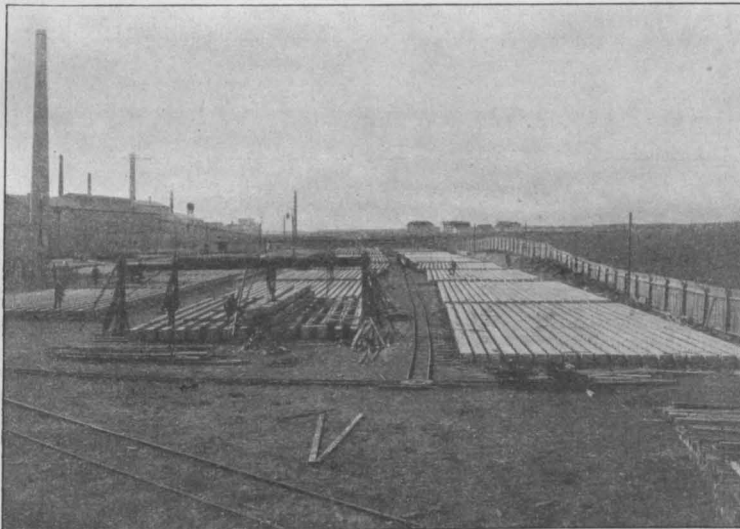


Fig. 10. Pfahllager.

und wurden mit einem Rammbaren von 2300 kg Gewicht bei einer Fallhöhe bis 2,0 m gerammt. Sie wurden von Anfang bis — 18,0 m N. N. allmählich fester und erreichten in — 17,0 bei dreifacher Sicherheit eine Festigkeit von 30 bis 40 t. Eine Veränderung des Rammvorgangs in der weichen Tonschicht war nicht zu merken.

Kaum war im Januar 1915 beim Kranpfeiler Nr. 1 mit der Rammarbeit begonnen worden, als sich bei Niedrigwasser auch wieder die alten Risse öffneten. Sofort wieder aufgenommene Messungen zeigten am 18. Februar 1915, daß die Kranpfeiler Nr. 1 bis 20, die sich in der Zeit vom 17. Juni bis 16. September 1914 — ebenso wie die anderen — überhaupt nicht mehr gerührt hatten, schon wieder in starke Bewegung gekommen waren, und zwar am meisten Kranpfeiler 6 mit 97 mm Verschiebung und 9 mm Senkung. Man kam deshalb überein, bei einem Wasserstand unter 0,50 m N. N. überhaupt nicht zu rammen. Als man im Mai 1915 beinahe bis Kranpfeiler 11 gekommen war, da lag aber auf etwa 20 m Länge die alte Spundwand soweit vor, daß dieselbe erst entfernt werden mußte, bevor man die neue Wand in gerader Flucht weiter rammen konnte. Man überschlug diese Strecke zunächst, verankerte beiderseits die neue Spundwand vorübergehend, zog die alten Bohlen, die sämtlich in etwa 3 bis 4 m Tiefe abrissen, unter Zuhilfenahme eines Tauchers einzeln heraus und rammt dann das Zwischenstück.

Als diese Löcher geschlossen und die ersten 3 Bauabschnitte (die Mauer wurde durch 8 Trennungsfugen in 9 Bauabschnitte geteilt, welche durch eine kräftige Verzahnung am hinteren Längsbalken unverschieblich in der Querrichtung miteinander verbunden sind) von je rund 45 m Länge fertiggestellt waren, hörten die Bewegungen allmählich ganz auf.

Die Größe der Bewegungen der Kranpfeiler während und nach der Rammung sind aus der Tabelle 2 zu entnehmen, indem man die Zahlen nach der Messung im September 1914 miteinander vergleicht. Sie erreichen bei Pfeiler 11 148 mm vor, 36 mm hinunter.

Auch zeigte sich bei der weiteren Rammung, daß man mit den Eisenbetonpfählen die alte

Holzspundwand von 20 cm Stärke glatt durchschlagen konnte.

Die 17 bis 19 m langen Eisenbetonpfähle von 31,5 · 37 qcm Querschnitt hatten eine mit 2 mm starkem Eisenblech umkleidete Flachspitze von



Fig. 11. Gerammte Eisenbetonkörper, dazwischen die alte Mauer.

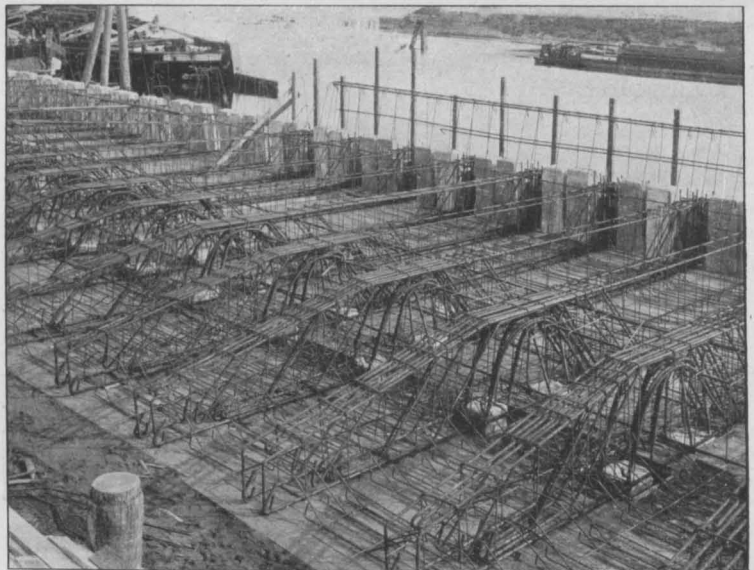


Fig. 12.

45 cm Länge. Sie wurden hochkant vor die Ramme gebracht und es traf dann die Spitze in der Faserichtung auf die alte Holzspundwand, diese entweder auseinander drängend oder durchschneidend.

Eine Gewähr dafür, daß die Eisenbetonpfähle

wirklich durch die alte Spundwand hinweggingen und sich nicht zusammenstauchten, war durch folgendes, dem Verfasser durch Patent Nr. 224 559 geschütztes Verfahren geboten:

In einem Teil der Pfähle und Bohlen war ein

Rohr wird in der Mitte des Betonkörpers eingebettet derart, daß das verschlossene untere Ende etwa 60 cm von der Spitze liegt und das sehr schlank abgebogene obere Ende seitlich mit der Öffnung aus dem Körper heraustritt. Die obere

Öffnung wird bis zur Rammung durch einen Stöpsel geschlossen gehalten. Nach der Rammung kann man nun mit einem 4 mm starken Stahldraht in das Rohr hinunter fühlen, ob und wo der Betonkörper gestaucht ist. Da bei einer Stauchung die Längseisen bekanntlich sofort zwischen zwei Bindungen ausknicken, so muß auch das Rohr an dieser Stelle geknickt sein derart, daß der Draht nicht mehr durchzuführen ist. Abgesehen davon, daß anfangs nicht genügend auf die Dichtigkeit der Rohre geachtet wurde, und diese sich dann beim Betonieren an den Verbindungsstellen mit Zementmilch verstopften, hat sich die Sache gut bewährt. Die hierdurch möglich gemachte Prüfung nach der Rammung bildet für den Bauherrn, der nicht ständig dabei stehen kann und sich auf die Rammer verlassen muß, eine große Beruhigung.

Natürlich war das Durchschlagen der Holzspundwand nur durch die Verwendung von erstklassigem Material und erstklassiger Arbeit möglich. Die Pfähle waren in der Längsrichtung mit je 4 in voller Länge angelieferten Rundeisen von 27 bzw. 28 mm Durchmesser armiert. Die in der Mitte 25 cm, am Kopf und Fuß 10 bis 5 cm voneinander entfernten Querverbindungen bestanden aus 4-fachem Drahtgeflecht von 2,8 mm Draht. Siehe Fig. 14.

Die Spundbohlen von 14 bis 16 m Länge und 31,5. 50 cm Querschnitt waren in gleicher Weise geflochten und hatten

eine Längsarmierung aus 6 Rundeisen von je 25 mm Durchmesser.

Der Beton der Bohlen und Pfähle bestand aus einer Mischung von Eisenportlandzement und Grubenkies im Verhältnis von 1:3 in der Mitte



Fig. 13*).



Fig. 14.

sogenanntes Prüfrohr einbetoniert. Das ist ein Gasrohr von $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$ " Durchmesser und etwa $1\frac{1}{2}$ m kürzerer Länge als der Betonkörper. Dieses

*) In den vorderen schrägen Verstärkungen liegen Anbinderinge.

1:2 an den Enden. Der Beton der Mauer und der Plattenbalken wurde 1:4½ gemischt.

Während der Bauausführung wurden fortlaufend Zement- und Betonproben genommen. Letztere wurden in der Balkenprüfmaschine von Buchheim & Heister (siehe Beton und Eisen 1912 S. 253) untersucht.

Nachstehender Auszug aus diesen Prüfungen zeigt zur Genüge die Güte und Gleichmäßigkeit des Materiales sowohl als der Arbeit, denn es ist

Eisenportlandzementproben während des Baues nach den Normen.

Anzahl Proben im Mittel Grenzwerte	Zugfestigkeit nach 28 Tagen		Druckfestigkeit nach 28 Tagen	
	Wasserlage- rung	kombinierte Lagerung	Wasserlage- rung	kombinierte Lagerung
25	25	25	25	25
28,71 kg/qcm	40,26 kg/qcm	368,24 kg/qcm	428,88 kg/qcm	
25,2 bis 33,5	37,2 bis 46,2	344 bis 412	403 bis 477 kg/qcm	

Betonproben während des Baues mit der Reformprüfmaschine von Buchheim & Heister, Maschinenmischung mit etwa 20 % Wasserzusatz, Aufbewahrung an der Luft.

Mischung	Anzahl Proben	Anzahl Mischungen	verteilt über	Alter der Proben	Biegedruckfestig- keit in kg/qcm	
					im Mittel	Grenzwerte
1:2	2	1	—	14 Tage	381,0	376 bis 386
1:3	21	10	8 Monate	14 "	248,5	240 " 258
1:4½	17	6	6 "	14 "	142,3	126 " 158
1:3	3	1	—	28 "	340,0	338 " 341

zu bedenken, daß die Proben sich über eine Zeit vom November 1914 bis Oktober 1915 erstrecken und bei der verschiedensten Witterung und Temperatur aus den verschiedensten Mischungen und Zement- und Kieselanlieferungen hervorgegangen sind*).

Zu der Rammung ist noch nachzutragen, daß sich die vom Geologen bei der Bohrung festgestellte weiche Tonschicht weder bei der Probe-rammung mit Holzpfehlen noch bei der Rammung der Eisenbetonpfähle am Einsinken des Pfahles bemerkbar machte. Dagegen zeigten die Eisenbetonpfähle auf einer großen Länge des Baues (etwa von Kranpfeiler Nr. 18 bis Kranpfeiler Nr. 36) ein eigentümliches Verhalten. Sie zogen zu Anfang etwa 2 bis 3 m normal (rund 1 m auf 20 Schläge), um dann plötzlich mit ganz leichten Schlägen 1 bis 2 m wegzusinken. Die Erklärung hierfür liegt wahrscheinlich darin, daß der Boden

vor den Kranpfeilern sehr stark gelockert ist durch Ausweichen der alten Wand und Zurückhalten des hinteren Bodens durch die Kranpfeiler. Bei der obersten Sandschicht tritt diese Lockerung nicht zutage, weil dieselbe durch den Lös- und Ladeverkehr am Ufer ständig wieder festgetreten und geschlemmt wird. Diese Bodenlockerung zeigte sich auch in der Hauptsache nur dort, wo die Kranpfeiler ziemlich stehen geblieben sind, in einer Tiefe von — 3,5 bis — 5,5 m N. N.

Die Rammung geschah durch zwei Menck & Hambrock'sche Universalrammen, welche durch eine große Brücke die ganze Baugrube in der Querrichtung überspannen. Sie nehmen an der Landseite den Eisenbetonkörper hoch, drehen sich um, fahren auf der Brücke an die richtige Stelle, legen sich in die richtige Neigung und schlagen den Körper mit einem di-

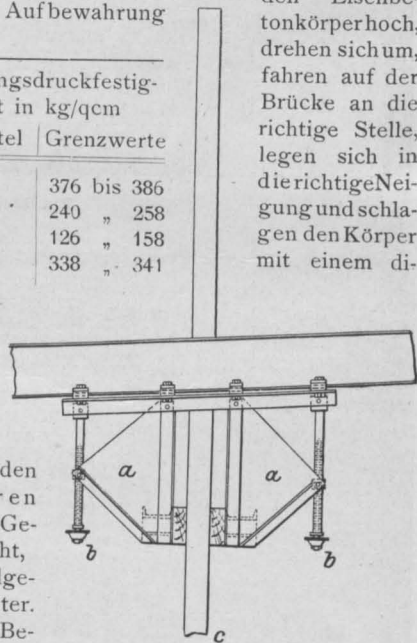


Fig. 15.

rekt wirkenden Dampfkräften von 5000 kg Gesamtgewicht, 4000 kg Fallgewicht hinunter. Sämtliche Bewegungen vollziehen sich maschinell. Nur so lassen sich auch diese bis 5500 kg schweren Eisenbetonkörper verarbeiten.

Die Rammbrücke läuft auf 2, auf einem Rammgerüst längs der Baugrube verlegten Schienen. An dieser Brücke ist die der Firma Christiani & Nielsen patentierte Spundwandzwinne befestigt. Diese besteht, wie aus der Fig. 15 ersichtlich, in der Hauptsache aus 2 drehbar mit der Brücke verbundenen mit Holz ausgefüllten Backen a, welche durch Schraubenspindeln b festgestellt werden können, derart, daß sie die Bohle c sicher führen.

*) Die geringe Abweichung der Grenzwerte bei den Betonproben rührt zum Teil von der Gleichmäßigkeit der Arbeit und des Materiales, zum Teil aber auch von der Zweckmäßigkeit der Balkenprüfmethode her, sodaß es sehr zu bedauern ist, daß die neuesten Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton für die Prüfung auf der Baustelle nicht neben der Würfelprobe die Balkenprüfmethode zulassen.

Diese Zwingen, welche eine besondere Rüstung vermeidet, hat sich gut bewährt, nur müssen die Bohlen, wenn sie — wie hier — in 7 m Wassertiefe frei stehen, sofort beim Verlassen der nur 3,5 m langen Zwingen zusammengehalten werden, weil sich sonst die Bohlen leicht gegeneinander verschieben. Dies ist um so leichter möglich, als

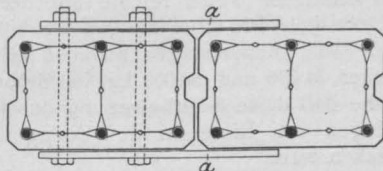


Fig. 16.



Fig. 17.

die Firma Christiani & Nielsen die Bohlen ohne Feder rammt und durch ein eigentümliches Verfahren dichtet. Bekanntlich drückt bei den mit Nut und Feder hergestellten Eisenbetonbohlen die Feder infolge der Zwängungen im Erdreich leicht die eine Nutkante bis zu dem zunächst liegenden Längseisen weg, was natürlich ein Abrosten dieses Eisens zur Folge haben muß. Um nun dieses Abspringen zu vermeiden und trotzdem eine dichte Wand zu erhalten, stellt die Firma Christiani & Nielsen die Bohlen bis etwa 2 m unter der zukünftigen Hafensohle mit doppelter Nut von etwa 7 cm Breite und 2,5 cm Tiefe her. Zur Führung der Bohle beim Rammen werden alsdann an dem unteren Ende der zu rammenden Bohle zwei Flacheisenlaschen a (siehe Fig. 16) angeschraubt, für deren Befestigungsschrauben

zwei Löcher in der Bohle ausgespart sind. Nach dem Rammen werden die Nuten mittelst Rohr und Wasserpumpe ausgespritzt. Als dann wird mittelst einer Stange ein Leinwandschlauch hinuntergeführt und mit Zementmörtel ausgefüllt. In dieser Weise werden die Bohlen vor Beschädigungen bewahrt und wird zugleich eine vorzügliche Dichtung erreicht. Zur Vermeidung eines größeren Wasserdruckes hinter der Spundwand bei plötzlich abfallendem Wasser sind im vorliegenden Falle die Leinwandschläuche oberhalb Niedrigwasser nur mit Kies gefüllt worden.

In den Fig. 9 bis 13 und 17 werden noch einige Aufnahmen während des Baues dargestellt, und zwar in Fig. 9 der Zustand des Ufers vor dem Neubau, in Fig. 17 der Zustand des Ufers nach dem Neubau. In letzterem Bilde sind durch Senkungen im Sande die Löcher in der Platte erkennbar. Diese Senkungen treten im Anfang nach jedem Hochwasser auf, weil alsdann immer noch Sand mit durch die nicht wasserdicht abgeschlossenen Öffnungen nach unten dringt.

Die Arbeiten wurden im Oktober 1914 begonnen, die Rammungen in der Zeit vom 15. Januar bis 21. September 1915 ausgeführt und der vollständig fertiggestellte Bau am 20. Dezember nach längerer Probelastung der Bau- strecke 3, abgenommen.

Die neue Mauer scheint von der Herstellung bis zum fertigen Hinterfüllen und Belasten am 29. November 1915 4 bis 14 mm vor und 3 bis 9 mm hinuntergekommen zu sein. Vom 29. November 1915

bis zur letzten Messung am 28. Januar 1916 konnten keinerlei Bewegungen mehr an den Krampfeilern und der neuen Mauer festgestellt werden, trotzdem in dieser Zeit viel Niedrigwasser und Wasserstands differenzen bis 2,0 m in 24 Stunden vorgekommen sind.

Nach alledem muß man annehmen, daß jetzt das Ufer wieder in Beharrungszustand gekommen ist, und man muß hier sowohl den Unternehmungsgeist des Herrn Dr. Neumark, des Generaldirektors vom Hochofenwerk, bewundern, der trotz der Kriegsunruhen ein Kapital von rd. 560 000 M. für eine an sich unproduktive Anlage flüssig machte, als den Mut des Unternehmers, welcher ohne große Risikoforderung unter den vorliegenden Verhältnissen eine so weitgehende Garantie übernahm.

UNRICHTIGKEIT DER ANSICHTEN ÜBER NICHTMITWIRKUNG DES
ZUGBETONS.

Von Dipl.-Ing. M. Havelka in Davos.

(Schluß von S. 230.)

Charakteristisch ist auch die mit der Verbesserung des Bewehrungstypes verbundene prozentuelle Verminderung des Verhältnisses der bleibenden Dehnung (B) zur gesamten Dehnung (G):

Versuchs- balken ¹⁸⁾		Bela- stung vor dem Öffnen d. Risse kg	Dehnung		Ver- hältnis B G %
			ge- samte (G)	blei- bende (B)	
Nr. 67	unbewehrt	1875	1,68	0,51	30
" 72	3 gerade Einlagen ohne Haken	20 000	6,48	1,19	18
" 77	3 gerade Einlagen mit Bügeln	33 000	14,15	1,85	13
" 86	1 gerade Einlage und 4 Schräg- eisen mit Bügeln	42 000	18,01	2,09	11

Beim Balken Nr. 87 mit 3 geraden Einlagen ohne Haken¹⁹⁾ bildeten sich unter $P = 20\,000$ kg plötzlich zwei lange, jedoch nicht bis zur Unterkante reichende Seitenrisse, die nur 5 cm von den nächsten kurzen Kantenrissen entfernt waren; diese letzteren verlängerten sich bei der Laststeigerung gar nicht. Ähnlich wurden bei den²⁰⁾ Balken Nr. 85, 86, 90 außer einer Reihe der sich nicht verlängernden kurzen Kantenrisse noch einige in der Mitte der Seitenfläche sich bildende und nach beiden Enden sich verlierende Risse bemerkt.

Ein weiterer Beweis dafür, daß die Seitenrisse auch unter den das erste Gleiten hervorgerufenen Lasten nicht bis zu den Einlagen durchdringen, ist der Balken²¹⁾ Nr. 73. Hier bewegten sich die Eisenenden unter den Laststufen 34 000 bis 50 000 kg; trotz dieser Gleitbewegung verlängerte sich keiner der zwischen den Last Eintrittsstellen sich bildenden Seitenrisse, die schon

unter 30 000 kg als kurze Kantenrisse erschienen waren. In ähnlicher Weise reichte auf der Balkenunterfläche kein Riß über die ganze Breite der Unterfläche. Die Längseinlagen konnten sich hier also zwischen 34 000 und 50 000 kg im Beton bewegen, ohne daß diese Gleitbewegung durch ein Durchdringen der Risse zu den Einlagen bedingt gewesen wäre.

Die Bedeutungslosigkeit solcher Seitenrisse beweist auch der Balken Nr. 71; hier entstanden unter $P = 16\,000$ kg plötzlich²²⁾ auf der Seitenfläche 5 von der Balkenunterkante bis zur Hälfte der Höhe reichende Risse. Es ist selbstverständlich, daß ein ungünstiger statischer Einfluß solcher Seitenrisse in einer plötzlichen Zunahme der Dehnung und Durchbiegung zutage treten müßte. Dagegen wurde aber beim Balken Nr. 71 gemessen:

Zunahme der Belastung kg	Zunahme der Dehnung in $\frac{1}{200}$ cm		Zunahme der Durch- biegung in der Balken- mitte in mm	
	ge- samte	blei- bende	ge- samte	blei- bende
von 12 000 auf 14 000	1,06	0,28	0,20	0,03
bei 14 000 kg bildeten sich plötzlich 5 lange Seitenrisse				
von 14 000 auf 16 000	1,19	0,22	0,26	0,04
" 16 000 " 18 000	1,09	0,19	0,33	0,06
" 18 000 " 20 000	0,96	0,05	0,34	0,04

Trotz bedeutender Laststeigerung vergrößerte sich die Zunahme der Dehnung und Durchbiegung gar nicht, was aber einträte, wenn jene 5 Risse sich wirklich nach dem Innern des Zugbetons öffneten. Die genannten 5 Risse änderten darum auch zwischen 20 000 und 24 000 kg ihre Länge nicht, und es darf ihnen kein Einfluß auf vorzeitige Erschöpfung der Tragfähigkeit beige-messen werden.

Wir sehen also hier wiederum, daß die langen Seitenrisse keinen ungünstigen Einfluß auf die Dehnungs- und Durchbiegungszunahme ausüben. Dagegen muß eine unmittelbar vor dem (sei es beim Auflager oder in der Balkenmitte erfolgenden) plötzlichen Öffnen der Risse rasch wachsende

¹⁸⁾ MüF. Heft 45—47.¹⁹⁾ do. Heft 45—47, Abb. 254.²⁰⁾ do. Abb. 270.²¹⁾ do. Abb. 279, 280.²²⁾ MüF. Heft 45—47, Abb. 245, 246.

Dehnungs- und Durchbiegungszunahme als Folge einer gleichzeitigen schnellen Verbundzerstörung angesehen werden. Daraus dürfen wir allgemein schließen, daß die plötzliche Zunahme der Dehnung und Durchbiegung immer als Folge der mit dem Öffnen der Bruchrisse zusammenhängenden inneren Verbundzerstörung betrachtet werden muß.

Beim Balken Nr. 90 bildeten sich unter 21 000 kg plötzlich drei lange Seitenrisse; dabei wurde gemessen:

Zwischen kg	Dehnungs- zunahme		Durch- biegungs- zunahme	
	ge- samte	blei- bende	ge- samte	blei- bende
16 000—18 000	0,93	0,11	0,24	0,03
18 000—21 000	1,44	0,16	0,37	0,03
21 000—24 000	1,44	0,15	0,42	0,05
Nach der Verbundauflösung wurde gemessen:				
39 000—42 000	3,42	1,44	0,78	0,27
42 000—45 000	12,04	—	—	—

Ebensolange Seitenrisse wie bei Nr. 90 bildeten²³⁾ sich bei Nr. 70 in der Balkenmitte, wo infolge kleinerer Spannweite und kleinerer Entfernung der Lasteintrittsstellen vom Auflager nur ein geringes Moment wirkte, so daß auch die Durchbiegung langsam wuchs. Dort öffneten sich unter $P = 30\,000$ kg plötzlich drei Seitenrisse über die ganze Rippenhöhe. Bei diesen 50 cm hohen und 20 cm breiten Rippen mußten die durch abwechselnde Belastungen und Entlastungen hervorgerufenen Schwingungsbewegungen und die dadurch entstehende Rissebildung zutage treten. Hierbei wurde gemessen:

Zwischen kg	Durchbiegungs- zunahme	
	gesamte	bleibende
27 000—30 000	0,10	0,020
30 000—33 000	0,11	0,020
33 000—36 000	0,11	0,025

Aus allen oben genannten Versuchsbalken geht die statische Bedeutungslosigkeit der plötzlich oder langsam entstehenden langen Seitenrisse (und zwar bis unmittelbar vor die rasche Verbundauflösung) deutlich hervor. Darum sind

die früher zitierten Ansichten von der Nichtmitwirkung des Zugbetons in der Balkenmitte unrichtig.

Aber auch aus dem durch Messung festgestellten allmählichen Öffnungsprozeß solcher langen Risse ist ersichtlich, daß diese als nicht bis zu den Einlagen durchdringend betrachtet werden müssen. Es wurde beobachtet²⁴⁾: Beim Balken Nr. 529 (Reihe 29) erstreckte sich unter 18 000 kg der Riß (b) über die ganze Höhe der Seitenfläche, und die Rißbreite betrug erst unter 22 000 kg 0,04 mm. Bei dieser Last bildete sich über die ganze Höhe der Seitenfläche der Riß (c) von der Breite 0,05 mm. Die dabei gemessene Durchbiegungszunahme betrug:

Zunahme der Belastung zwischen	Durchbiegungszunahme in mm	
	gesamte	bleibende
16 000 und 18 000 kg	0,42	0,04
18 000 " 20 000 "	0,43	0,04
20 000 " 22 000 "	0,51	0,07
22 000 " 24 000 "	0,35	0,03

Zwischen 34 000 und 42 000 kg blieb die Rißbreite (b) konstant ($b = 0,17$ mm).

Beim Balken Nr. 591 (Reihe 44) reichten die Seitenrisse (a, b) unter $P = 12\,000$ kg über die Hälfte der ganzen Rippenhöhe; es wurde gemessen:

Be- lastung kg	Rißbreite in mm		Zunahme der Belastung zwischen kg	Durch- biegungs- zunahme	
	(a)	(b)		ge- samte	blei- bende
10 000	0,016	0,016	8 000—10 000	0,29	0,03
14 000	0,032	0,036	10 000—12 000	0,38	0,03
			12 000—14 000	0,38	0,03

Beim Balken Nr. 600 (Reihe 45) verlängerten sich bei $P = 8\,000$ kg die²⁵⁾ Seitenrisse (a, b) plötzlich über die Hälfte der Rippenhöhe; es wurde gemessen:

Be- lastung kg.	Rißbreite in mm		Zwischen kg	Durch- biegungs- zunahme	
	(a)	(b)		ge- samte	blei- bende
8000	0,008	0,016	6000—8000	0,31	0,04
			8000—10 000	0,35	0,04

²⁴⁾ DAfE. Heft 12, Abb. 54.

²⁵⁾ DAfE Heft 12, Abb. 136.

²³⁾ MüF. Heft 45—47, Abb. 280.

Bei dem²⁶⁾ Balken Nr. 601 (Reihe 46) verlängerten sich die Seitenrisse (f, g) unter $P = 10000$ kg plötzlich über die Hälfte der Rippenhöhe; die Messung ergab:

Be- lastung kg	Rißbreite in mm		Zwischen kg	Durch- biegungs- zunahme	
	(f)	(g)		ge- sarte	blei- bende
8 000	0,012	0,012	8 000—10 000	0,38	0,05
12 000	0,032	0,044	10 000—12 000	0,40	0,05

Bei dem Balken Nr. 607 (Reihe 47) unter $P = 12000$ kg reichte der Seitenriß (a) fast über die ganze Rippenhöhe, obwohl seine Breite nur $a = 0,052$ mm betrug; es wurde gemessen:

Zwischen kg	Durchbiegungszunahme in mm	
	gesamte	bleibende
10 000—12 000	0,40	0,03
12 000—14 000	0,34	0,03

Beim Balken Nr. 703 (Reihe 64) verlängerten sich unter $P = 8 \times 1500$ kg = 12 000 kg die Seitenrisse (a, b, c, f, e) über die Hälfte der Rippenhöhe; erst unter $P = 16000$ kg wurde ein ganz geringes Öffnen gemessen, wie folgt:

Belastung kg	Öffnen der Risse in mm				
	(a)	(b)	(c)	(f)	(e)
$8 \times 2000 = 16000$	0,04	0,06	0,06	0,06	0,04
$8 \times 5750 = 46000$	0,31	0,44	0,19	0,30	0,15

Wir ersehen daraus, daß die plötzliche Zunahme der Rißbreiten erst unter 46 000 kg erfolgt, wobei die Streckgrenze der Einlagen überschritten wurde. Die zugehörige Durchbiegungszunahme betrug dabei:

Zwischen den Last- stufen kg	Durchbiegungszunahme in mm	
	gesamte	bleibende
8 000 und 10 000	0,59	0,08
10 000 „ 12 000	0,67	0,08
12 000 „ 14 000	0,62	0,04
14 000 „ 16 000	0,65	0,11
44 000 „ 46 000	7,22	5,90

Obwohl bei $P = 12000$ kg (Balken Nr. 703) mehrere Seitenrisse sich plötzlich bedeutend verlängerten, zeigte sich erst unter 16 000 kg die geringe Rißbreite 0,04 bis 0,06 mm bei ihnen. Die bleibende Durchbiegung blieb vor wie nach der Vergrößerung jener Seitenrisse 0,08 mm. Erst nach dem Überschreiten der Streckgrenze vervielfachte sich die Zunahme der Durchbiegung, was beweist, daß die Seitenrisse bis unmittelbar vor Erreichung der Streckgrenze statisch unwirksam blieben und daß der Zugbeton mit dem Eisen zusammenwirkte. Dasselbe wurde bei den gleichmäßig belasteten Versuchsbalken festgestellt; nach der Verbundauflösung unter $P = 8 \times 3500$ kg = 28 000 kg wurde gemessen²⁷⁾:

Versuchs- balken	Größe der Gleitbewegung in mm	Öffnen der Risse in wagerechter Richtung	
		in der Balken- mitte mm	bei den Auf- lagern mm
Reihe	nach		
52 Nr. 615	30 Min. $x_1 = 0,11$	$a = 0,20$	$e' = 0,12$
52 „ 620	42 „ $y_2 = 0,035$	$b = 0,16$	$f = 0,02$
52 „ 621	31 „ $y_3 = 0,12$	$a = 0,21$	$e = 0,22$
59 „ 657	27 „ $y_3 = 0,10$	—	$b = 0,20$
61 „ 663	36 „ $x_1 = 0,50$	—	$b = 0,38$

Daraus ergibt sich, daß trotz der langdauernden Gleitbewegung der Enden der unteren geraden Einlagen nur ein sehr geringes Öffnen der Seitenrisse entstand, weil der mechanische Verbund zwischen den Schrägeisen noch unaufgelöst war und auch die Eisenspannung sich noch nicht der Streckgrenze genähert hatte. Hieraus folgt weiterhin, daß bei Anordnung der Schrägeisen die Anfangsgleitbewegung der unteren geraden Einlagen nicht mit der totalen Verbundauflösung oder gar mit der Nichtmitwirkung des Zugbetons verwechselt werden darf.

Stellen wir uns zwei Versuchsbalken von gleich großen Dimensionen vor, deren innere Armatur uns unbekannt ist. Die statische Wirkung und die Tragfähigkeit dieser Balken wollen wir nur aus dem Öffnen der Seitenrisse beurteilen und zwar bis zur Last $P = 16000$ kg; vergleichen wir in diesem Sinne folgende²⁸⁾ Balken:

²⁷⁾ DAF. Heft 20, Z. 26, 27, 28.

²⁸⁾ DAF. Heft 20 Abb. 36, 48.

Reihe 53, Nr. 593:

Belastung kg	Öffnen der Risse in mm				
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
8 000	0,02	0,03	0,016	0,012	—
12 000	0,048	0,064	0,068	0,06	0,048
16 000	0,068	0,116	0,084	0,09	0,096
Reihe 56, Nr. 635:					
8 000	0,08	0,036	0,016	0,020	0,012
12 000	0,044	0,084	0,052	0,06	0,036
16 000	0,068	0,112	0,080	0,068	0,056

Wir sehen, daß das Öffnen der Risse bei den beiden Balken fast das gleiche ist, und daß bis zur Last $P = 16\,000$ kg auch kein Gleiten der Eisenenden gemessen wurde. Wenn also die entstehenden Risse einen Einfluß auf die Tragfähigkeit ausübten und als Maßstab der statischen Wirkung der Balken dienen könnten, dann wäre mit Sicherheit die Tragfähigkeit beider Balken unter derselben Laststufe P_{\max} erschöpft. In Wirklichkeit dagegen betrug die Last P_{\max} :

bei dem Balken Nr. 593 . . . P_{\max} 22 000 kg" " " Nr. 635 . . . P_{\max} 46 000 kg.

Dies ist wieder ein Beweis dafür, daß die langen Seitenrisse bis zur Last $P = 16\,000$ kg gar keinen Einfluß auf die Schwächung der Tragfähigkeit hatten.

Es muß also hier ein anderer wichtiger Faktor tätig sein, der im ersten Balken (Nr. 593) sich sehr wenig geltend macht, im zweiten Balken (Nr. 635) dagegen eine mehr als zweimal höhere Tragfähigkeit ermöglicht. Dieser grundlegende Faktor wird (wie aus den Abbildungen²⁹⁾ der Bewehrungstypen beider Balken zu sehen ist) in einer günstigeren Konstruktionsanordnung der den mechanischen Verbund sichernden Armatur sowie in der Wahl dünnerer Längseinlagen von höherer Streckgrenze³⁰⁾ zu suchen sein, was eine bessere Ausnutzung der Eisenspannungen ermöglicht. Beim Balken Nr. 593 begann schon unter $P = 20\,000$ kg das erste Gleiten der Eisenenden und gleich darauf unter 22 000 kg die Erschöpfung der Tragfähigkeit. Beim Balken Nr. 635 dagegen entstand das erste Gleiten erst unter $P = 32\,000$ kg, und unter $P = 46\,000$ kg wurde P_{\max} erzielt. Das größte Öffnen der Risse betrug unmittelbar vor P_{\max} beim Balken Nr. 635:

Belastung kg	Gleit- bewegung in mm		Öffnen der Risse in mm							
			in der Balkenmitte				Schrägrisse bei den Auflagern			
			(a)		(b)		(h)		(i)	
			wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht
40 000	$y_2 = 0,02$	$y_4 = 0,12$	0,24	0,09	0,37	0,09	0,32	0,05	0,16	0,08
44 000	$y_2 = 0,04$	$y_4 = 0,23$	1,14	0,06	0,42	0,11	0,44	0,10	0,18	0,08

($\sigma_e = 3418$ kg/cm²; es wurde unter 44 000 kg die obere Streckgrenze der Längseisen erreicht.)

Wir sehen, daß der Riß (a) gerade im Balkenquerschnitt, wo die Streckgrenze überschritten wurde, noch unter 40 000 Kilogramm ($\sigma_e = 3108$ kg/cm²) sich nur sehr wenig öffnete;

erst nach Erreichen der oberen Streckgrenze unter 44 000 kg vergrößerte sich plötzlich 5mal die Rißbreite (a); die Zunahme der Rißbreiten betrug also:

zwischen	(a)		(b)		(h)		(i)	
	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht
0 und 40 000 kg	0,24	0,09	0,37	0,09	0,32	0,05	0,16	0,08
40 000 " 44 000 "	0,90	0,03	0,05	0,02	0,12	0,05	0,02	0

Eine plötzliche große Zunahme der wagerechten Rißbreite (a) wurde also nur bei demjenigen Querschnitt gemessen, in dem die Streckgrenze überschritten wurde. Die übrigen Risse blieben

auch beim Erreichen der Streckgrenze fast konstant. Nur der Riß (h) nahm infolge des größeren Gleitens der unteren Einlagen bei gleichzeitiger Zerspaltung der Köpfe³¹⁾ ein wenig zu; dagegen vergrößerte sich der obere Teil des Risses (h) an der Stelle (i) beim Schrägeisen trotz zweifach vergrößerter Gleitbewegung der schrägen Einlage sehr wenig, und zwar:

²⁹⁾ DAF. Heft 20 Abb. 3, 6.³⁰⁾ do. Z. 3.³¹⁾ DAF. Heft 20 Abb. 49, 50.

Belastung kg	Gleitbewegung des Schrägeisens y_4 in mm	Öffnen der bei dem Schrägeisen entstehenden Risse					
		(i)		(l)		(n)	
		wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht	wage- recht	senk- recht
40 000	0,125	0,16	0,08	0,17	0,08	0,13	0,16
44 000	0,235	0,19	0,09	0,19	0,14	0,14	0,16

Trotz der zweimal größeren Gleitbewegung des Eisenendes des Schrägeisens (y_4) vergrößerten sich zwischen denselben Laststufen (40 000 bis 44 000 kg) die beim Schrägeisen entstehenden Schrägrisse (i, l, n) fast gar nicht, was beweist,

daß diese Risse den Beton gar nicht bis zum Schrägeisen durchdrangen, sondern bis vor $P = 44\,000$ kg nur oberflächliche Seitenrisse blieben.

Beim Balken Nr. 698 (Reihe 64) schritt das Öffnen der Risse noch langsamer fort:

Belastung	Öffnen der Risse in mm					
	(a)	(c)	(d)	(k) (als Fort- schreiten des Risses d)	(e)	(s)
8000 kg	0,004; —	0,020; —	0,012; 0	—; —	0,016; 0	—; —
32 000 kg	0,13; —	0,16; —	0,17; 0,04	0,06; 0,02	0,18; 0,05	0,12; 0,05
(Gleiten $x_2 = 0,08$ mm)						
40 000 kg	0,23; 0	0,20; 0	0,26; 0,04	0,08; 0,04	0,28; 0,12	0,18; 0,06
($x_2 = 0,14$ mm)						
48 000 kg	0,53; 0,06					
($x_2 = 0,21$ mm);						
$\sigma_e = 3526$ kg/cm ²						
≡ Überschreiten						
der oberen Streckgrenze)						

Der Riß (a) befand sich nur 15 cm vom Querschnitt des Bruchrisses, bei dem die obere Streckgrenze überschritten wurde. Dies beweist, daß mit Ausnahme der dem Bruchriß zunächstliegenden Querschnitte in allen übrigen Balkenquerschnitten unmittelbar vor Erreichen der Streck-

grenze ($P = 40\,000$ kg) die langen Seitenrisse sich fast gar nicht öffneten. Besonders das senkrechte Öffnen näherte sich Null, was beweist, daß diese Risse oberflächlich blieben.

Beim Balken Nr. 703 derselben Reihe 64 wurde gemessen:

Belastung	Öffnen der Risse in mm			
	(a)	(b)	(d)	(k) als Fort- schreiten des Risses (d)
40 000 kg	0,22; —	0,22; 0,02	0,11; 0,05	0,01; 0
(Gleiten $x_2 = 0,15$ mm)				
46 000 kg	0,31; 0	0,43; 0,04	0,09; 0,02	0,004; 0
($x_2 = 0,22$ mm)				

Diese Versuchsbalken sind ein Beweis dafür, daß durch günstige Anordnung der Schrägeisen der Verbund sowie die Zusammenwirkung des Zugbetons mit den Einlagen bis unmittelbar vor die Streckgrenze gesichert bleiben können. Der Zugbeton bleibt dabei in Zusammenarbeit mit den Längseinlagen, besonders wenn gleichzeitig der mechani-

sche Verbund in den Balkenköpfen bis zur Streckgrenze gesichert ist; in diesem Falle wirkt solcher Eisenbetonbalken als homogener Träger.

Ein Beweis dafür, wie die schnelle Gleitbewegung der Eisenenden ein plötzlichliches Öffnen der Seitenrisse verursacht, ist der Balken Nr. 663 (Reihe 61), bei dem gemessen wurde:

Belastung kg	Gleitbewegung der beiden Eisen- enden in mm		Öffnen des Schrägrisses (b, e)	
	$x_1 + y_1$	$x_3 + y_3$	bei der un- tern gera- den Einlage (b)	in der Mitte der Rippen- höhe (e)
24 000	0,07	0,03	0,15; 0,14	0,07; 0,09
28 000	0,50	0,35	0,38; 0,35	0,32; 0,22
32 000	1,03	0,98	0,75; 0,66	0,33; 0,50
36 000	2,60	2,61	1,4; 1,2	0,63; 0,59

Der unterste Teil (b) des Risses (b, e) öffnete sich viel schneller, da die unteren geraden Einlagen rascher ins Gleiten kamen; bis $P = 24\,000$ kg, wo die Gleitbewegung noch sehr gering war (0,03 bis 0,07 mm), war auch das Öffnen des Schrägrisses (b, e) nur ein geringes. Dieser schiefe Riß (b, e) beweist gleichfalls, daß er nicht die Folge der Überschreitung der Schubspannung, sondern nur des ungenügend gesicherten mechanischen Verbundes ist. Das bestätigen auch die Versuchsbalken der Reihe 62, wo das Gleiten viel langsamer vor sich ging³²⁾ und der Bruch in der Balkenmitte entstand, so daß die schiefen Risse sich nicht öffneten, obwohl hier eine viel höhere Schubfestigkeit erreicht war ($\max \tau_0 = 37,1$ bis $38,8$ kg/cm² bei der Reihe 62, im Gegensatz zu $\max. \tau_0 = 32,3$ bis 34 kg/cm² bei der Reihe 61). Darnach soll gewöhnlich bei Anordnung von Schrägeisen die Ursache des Öffnens der Schrägrisse in der Zerstörung des mechanischen Verbundes bei den Balkenköpfen und nicht in der Überschreitung der Schubfestigkeit gesucht werden.

II.

Die Beurteilung der Anwendung mittlerer Haftspannungen (τ_1) als Vergleichsmaßstab für die Verbundsicherheit.

Das Verbundproblem muß sich mit unvermindertem Interesse allen Fachleuten so lange aufdrängen, bis seine Konstruktionsgesetze vollkommen abgeklärt sind. Dieses Problem, das allen übrigen Eisenbetonfragen zugrunde liegt, soll die Aufgabe bestimmen, welche dem Verbund in der Eisenbetonforschung zukommt, sowie die Beziehungen der eigentlichen reinen Haftung zum gesamten Verbunde.

Das Studium der Verbundlehre liefert eine der festen Grundlagen der Eisenbetontheorie und ist darum so wichtig, weil es die Lösung der Tragsicherheit und Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonkonstruktionen bedingt. Die Verbundlehre, in welcher die wichtigsten Konstruktionsbedin-

gungen enthalten sind, wird gewöhnlich als außerordentlich einfach und vollständig abgeklärt betrachtet. Der Verbund zwischen Eisen und Beton wird dabei als eine Funktion der Haftfähigkeit und als nur während der Dauer dieser Haftung gesichert angenommen. Darum genügen auch der herrschenden Theorie sowie den aus ihr abgeleiteten Vorschriften geringe zulässige Haftspannungswerte zur Sicherung des Verbundes, obwohl bei verschiedenen Systemen trotz solchen niedrigen Haftspannungen plötzliche Trennung der Armatur vom Beton erfolgte und den Einsturz der Konstruktion verursachte.

Da hier die Sicherheit der Bauten in Frage kommt, ist es die Pflicht der staatlichen Behörden, die Vorschriften durch genauere Regeln als die bisher willkürlich gewählten zulässigen Haftspannungen zu vervollkommen und den mechanischen Verbund durch Verankerung der Abbiegungen im Druckgurt zu sichern.

Diese wichtigen Fragen eben, wie die einzelnen Phasen des Verbundes zur Geltung kommen, wie sie mit Dehnungsfähigkeit und Rissesicherheit im Eisenbetonbalken zusammenhängen, müssen der wissenschaftlichen Theorie als erste Grundlage dienen.

Das, was in den letzten Jahren die staatlichen Versuchsanstalten in Deutschland geschaffen und was wir den einzelnen geleisteten Forschungsarbeiten in verschiedenen Ländern zu verdanken haben, steht in der Geschichte des Materialprüfungswesens einzig da. Diese wissenschaftlichen Versuchsergebnisse wurden aber bis jetzt in den Vorschriften nicht genug beachtet. Darum konnten die bisherigen Bestimmungen ihren Zweck — die Verbundsicherheit — nicht erzielen, obwohl die Zahl der zulässigen Haftspannung (τ_1) so sehr wie nur möglich herabgedrückt wurde.

Wie soll man von jedem Konstrukteur verlangen, daß er die Bedeutung eines guten Verbundes als Grundlage für die Statik der Eisenbetonkonstruktionen beachte, wenn die bisherigen Haftspannungen erlauben, denselben Träger nach mehreren Systemen mit ganz verschiedener Tragsicherheit zu dimensionieren!

Dem prüfenden Beamten einer Baupolizeiverwaltung wird es vollkommen gleichgültig sein, ob der Verbund tatsächlich gesichert ist; ihm ist ja amtlich als Garantie der Tragsicherheit nur vorgeschrieben, daß die in den statischen Berechnungen eingeführten zulässigen Haftspannungen nicht überschritten werden dürfen.

Manche bisherigen Systeme vereinigen eine ganz mangelhafte Verbundsicherheit mit großem Eigengewicht und geringer Tragkraft.

Die Berechnung der Haftspannungen wurde auf Grund der Versuchsbalken mit einer dicken Einlage ohne Haken vorgenommen. Diese ersten, manchmal sehr primitiven Versuche wurden der ganzen jetzt gültigen Theorie zugrunde gelegt.

32) DAFÉ. Heft 20 Z. 15.

Die übliche Sicherung des Verbundes durch geringe Haftspannungen muß darum als veraltet und wissenschaftlich unrichtig gelten, weil diese Berechnungsweise den Anforderungen der öffentlichen Sicherheit bei zunehmender Verwendung des Eisenbetons nicht entspricht.

Sehr bezeichnend ist es, daß einer der bedeutendsten deutschen Eisenbetonforscher, Professor Mörsch, welcher der Einführung der Berechnung der Haftspannungen früher am nächsten stand, in seinem berühmten Buche „Der Eisenbetonbau“, 1912, IV. Aufl. Seite 333 erklärt: „Die Berechnung der Haftspannungen kann unterbleiben, wenn die Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dünner sind als 25 mm.“

Unsere Kenntnisse über den Verbund befinden sich in einem Zustande der Entwicklung, wo nicht nur sogenannte³³⁾ „Versuche zur Bestimmung des Gleitwiderstandes“, sondern auch alle übrigen Versuche mit Eisenbetonbalken als einzige, sicherste Grundlage für wissenschaftliches Studium verwertet werden können. Dabei müssen eine Reihe mit der Verbundfrage zusammenhängender Probleme geklärt werden.

In den letzten zehn Jahren hat sich über diese Fragen eine umfangreiche Literatur entwickelt, in der namentlich die Forschungen von Bach, Graf, Kleinogel, Melan, Mörsch, Probst, Saliger, Thullie usw. eine hervorragende Stelle einnehmen.

Beobachten wir die von Prof. Melan im Jahre 1910 durchgeführten Versuche. Aus dem Versuchsberichte³⁴⁾ ersehen wir, daß unter Vernachlässigung der Zusammenwirkung des Zugbetons bei allen Balkentypen 1a bis 7a die konstanten Spannungen $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{bd} = 35 \text{ kg/cm}^2$, $r_1 = 2,7 \text{ kg/cm}^2$ berechnet wurden. Dagegen unterscheiden sich die wirklichen σ_e -, σ_{bd} -, r_1 -Werte bedeutend voneinander.

Man kann also zu den konstanten zulässigen Spannungen σ_e , σ_{bd} , r_1 eine ganze Reihe durchaus verschiedener Konstruktionstypen veranschlagen, in welchen die wirklichen Spannungen sich gegenseitig stark unterscheiden.

Die Risse bildeten sich folgendermaßen:

	Typ 1a	Typ 4a
1. Riß	unter 3506 kg	unter 8851 kg
2. „	„ 4126 „	„ 11 153 „
3. „	„ 4126 „	„ 12 681 „
4. „	„ 4126 „	„ 14 400 „

³³⁾ MüF. Heft 45—47.

³⁴⁾ Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom Eisenbetonausschuß des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. Heft 2. J. Melan, Versuche mit Plattenbalken.

Je besser der Bewehrungstyp und die Anordnung der Rippenentfernung, desto später bilden sich die Risse. Unter der zulässigen Belastung ($\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{bd} = 35 \text{ kg/cm}^2$) wurde folgende Zahl der Risse festgestellt:

beim Balken	1a,	2a,	3a,	4a,	5a,	6a,	7a
Zahl der Risse	4,	4,	2,	2,	6,	4,	3.

Diese verhältnismäßig große Zahl der Risse bei den oben angeführten niedrigen zulässigen Spannungen σ_e , σ_{bd} hatte gar keinen Einfluß auf die statische Wirkung der Balken, so daß diese Risse als eine Folge der Unregelmäßigkeiten der Struktur, der Belastung und der großen Entfernung der Längseisen von der Balkenunterfläche betrachtet werden müssen.

Die mittlere Haftspannung (r_1) wurde nach den österreichischen Vorschriften berechnet, in der Annahme, daß die größte Zugkraft sich gleichmäßig vom Auflager bis zu dem in Entfernung $x = 76,6 \text{ cm}$ sich befindenden sogenannten „gefährlichen Querschnitte“ verteile.

Bei den Balken 1a bis 7a betrug die den Einfluß der Haken ersetzende Überlänge

$$c = 12 \cdot 1,8 = 21,6 \text{ cm.}$$

Für einen in der Entfernung (x) vom Auflager befindlichen Querschnitt bestimmen wir die mittlere Haftspannung (r_1) aus der Gleichung:

$$r_1(c + x) \cdot u = F_e \cdot \sigma_{ex},$$

wo (u) den Umfang aller Längseisen und (σ_{ex}) die Zugspannung des Eisens in dem um (x) vom Auflager entfernten Querschnitt bedeutet. Der r_1 -Wert wird am größten sein für

$$x = -c + \sqrt{c(l + c)},$$

wo die Spannweite $l = 425 \text{ cm}$ ($c = 21,6 \text{ cm}$), so daß der gefährliche Querschnitt sich bei allen verschiedenartigen Balkentypen 1a bis 7a in derselben Entfernung $x = 76,6 \text{ cm}$ vom Auflager befand. Für diesen Querschnitt betragen die zu den zulässigen Belastungen zugehörigen rechnermäßigen Haftspannungen (nicht die wirklichen):

Beim Balken 1a, 2a, 3a, 4a, 5a, 6a, 7a

$$r_1 = 2,7, 2,4, 2,7, 2,9, 2,7, 2,7, 2,7 \text{ kg/cm}^2.$$

In allen übrigen Querschnitten ist nach Voraussetzung der österreichischen Vorschriften die r_1 -Spannung kleiner. Auffällig ist dabei, daß der r_1 -Wert fast konstant (2,4 bis 2,7 kg/cm^2) bleibt. Da bei jedem einzelnen Balkentyp 1a bis 7a nach der Tabelle VII die wirkliche Spannung (σ_e) nicht konstant ist, müssen auch die wirklichen r_1 -Spannungen sich bedeutend voneinander unterscheiden.

Nach den österreichischen Vorschriften vom Jahre 1911 betrug (Tabelle 21 des Versuchsberichtes von Prof. Melan) die zur Belastung, unter der die Streckgrenze erzielt wurde, gehörige Haftfestigkeit:

beim

Balken 1a, 2a, 3a, 4a, 5a, 6a, 7a
max r_1 8,1, 7,9, 8,3 8,0 8,0, 8,1, 9,4 kg/cm².

Diese Haftfestigkeitswerte wurden für den um $x = 76,6$ cm vom Auflager entfernten Querschnitt berechnet. In allen übrigen Querschnitten (also auch in der Balkenmitte) sollte die rechnungsmäßige Haftfestigkeit kleiner sein (max. $r_1 < 8$ kg/cm² bei den Typen 1a bis 6a). In Wirklichkeit ist bei gleichmäßiger Belastung die Verbundauflösung in der Balkenmitte viel größer als in der Entfernung $x = 76,6$ cm vom Auflager. Gerade unmittelbar vor dem Erreichen der Streckgrenze in der Balkenmitte bewirkte dort die maximale Zugkraft auf einer gewissen Länge der Haftfläche vollkommene Verbundzerstörung. Dagegen wurde bei dem Auflager der Verbund auf der Länge $x = 76,6$ cm sehr wenig gespannt, sodaß nur in der Balkenmitte die maximale Spannung des Verbundes erreicht wurde. Bei den Auflagern bildeten sich auf der Länge $x = 76,6$ cm auch unter der maximalen Last keine Querrisse.

Als Beweis dafür, daß die max. r_1 -Spannung auch unter P_{\max} längs $x = 76,6$ cm beim Auflager sehr gering war, dienen uns die Fig. 54 und 55 in dem Versuchsberichte von Melan. Man sieht hier, daß auf den Seitenflächen der Balkenenden gar keine Risse entstanden.

Daraus, daß bei den so verschieden tragfähigen Typen 1a bis 6a unter zulässiger Belastung eine fast konstante (r_1) Spannung und unter maximaler Last eine fast konstante Haftfestigkeit (max. r_1) be-

rechnet wurde, kann man beurteilen, daß auch die nach den österreichischen Vorschriften abgeleiteten rechnungsmäßigen r_1 -Werte keine Vergleichsgrundlage zur Beurteilung der wirklichen Verbundintensität abgeben dürfen.

Diese Versuchstypen 1a bis 7a beweisen gleichzeitig, daß die bisherigen Dimensionierungsvorschläge die Rissebildung überhaupt nicht verhindern, da viele Risse sich schon unter der nach den Vorschriften berechneten zulässigen Belastung bildeten.

Wie oben angeführt, wurde unter der zulässigen Last bei den Typen 5a, 6a ein konstanter Wert $r_1 = 2,7$ kg/cm² ermittelt. Dagegen wurde durch Messung

bei Typ 5a die lineare Dehnung $\Delta l = 0,40$ mm/m,
bei Typ 6a die lineare Dehnung $\Delta l = 0,20$ mm/m

festgestellt. Bei so verschiedenen Dehnungen konnten auch die r_1 -Werte nicht konstant bleiben. Außerdem müssen wir nach den rechnungsmäßigen r_1 -Werten unter der zulässigen Belastung die Verbundintensität bei Typ 1a als gleich groß wie bei den Typen 5a, 6a betrachten, da bei all diesen drei Typen $r_1 = 2,7$ kg/cm² = konst. ist. In Wirklichkeit wirkte bei den Typen 5a, 6a viel bessere Verbundintensität als bei Typ 1a.

Durch Versuchsergebnisse wurde festgestellt, daß jedes Schrägeisen einen großen Einfluß auf die Erhöhung der Verbundintensität übt. Infolgedessen verteilte sich bei jedem einzelnen Typ 1a bis 7a eine in einem gewissen Balkenquerschnitte wirkende Zugkraft auf eine stets wechselnde Entfernung (x) und nicht, wie dies die österreichischen Vorschriften voraussetzen, bei einer konstanten Spannweite (l) und Überlänge (c) auf die für alle Typen 1a bis 7a konstante Länge $x = -c + \sqrt{c(l+c)}$.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

— — —

2. Prüfung und Untersuchung.

Hochwertiger Portlandzement. Von Karl Reinbold. Es werden kurz und übersichtlich die zu dieser Frage aufgetretenen Meinungen, die in der Hauptsache ablehnend sind, zusammengestellt. Tonindustrie-Zeitung 1916 Nr. 98 — s. L. 1916. Heft 7 I 2.

Versuche mit unter Druck erhärtetem Zementmörtel. Um die Festigkeitserhöhung zu ermitteln, die ein während des Erhärtens unter

allseitigem Druck stehender Beton erhält, wie er z. B. im Innern massiger Betonkörper herrschen muß, sind im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule zu München von Prof. Schmeer Versuche ausgeführt worden, deren Ergebnis mitgeteilt wird. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1916. Nr. 18.

Mittelkornzuschlag bei Betonwerkstücken. Von Karl Reinbold. Untersuchungen über die richtige Menge und deren Ermittlung. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 100.

Druckfestigkeitsprüfung bei Würfeln und Säulen. Von Dr. W. Roeder. Kurze Mitteilungen über die Versuche zur Ermittlung des

Verhältnisses von Säulenfestigkeit zu Druckfestigkeit. *Tonindustrie-Zeitung* 1916. Nr. 102. — s. L. 1916. Heft 8, III.

Ziegel und Mörtel. Von Fr. Klein. Verfasser fordert unter Hinweis auf die Erfahrungen am Mauerwerk des Kölner Domes eine Untersuchung des Mörtelkalkes auf Magnesiagehalt, um die Ausblühungen bei Mörtelmauerwerk zu verhindern. *Tonindustrie-Zeitung* 1916 Nr. 100.

Die Festigkeit des Ziegelmauerwerks. Von H. Krüger, Professor an der Technischen Hochschule in Stockholm. Bei der Festigkeit des Ziegelmauerwerks spielt die Beschaffenheit des Mörtels und der Ziegel, das Ausmaß der Ziegel, die Stärke der Fugen, die Unebenheiten der Außenflächen der Ziegel, der Mauerwerksverband, Alter und Temperatur eine große Rolle. In einer längeren Untersuchung werden diese auf die Festigkeit einwirkenden Umstände auf Grund der damit zusammenhängenden Versuchsergebnisse näher betrachtet. *Tonindustrie-Zeitung* 1916. Nr. 106, 107, 109, 112.

3. Wirtschaftliches.

Reichssackstelle und Zement-, Kalk- und Gipsindustrie. Von A. Naumann. Der wirtschaftlich schädliche Einfluß der neuen Bestimmungen der Reichssackstelle, gegen die sich Verfasser wendet, auf die Zementpreise wird untersucht. *Tonindustrie-Zeitung* 1916. Nr. 105.

Zementverbraucher und Sackverteuerung. Von E. Schulze. Die Darlegungen richten sich ebenfalls gegen die neuen Bestimmungen der Reichssackstelle. *Tonindustrie-Zeitung* 1916 Heft 111.

Zur Frage der Wirtschaftlichkeit der eisernen Schalung und Rüstung. (Mit Hinweis auf einige amerikanische Ausführungen.) V. J. Polivka, Zürich. Die Kosten für hölzerne und eiserne Schalung und Rüstung werden sehr genau ermittelt, aus ihrem Vergleich die Vor- und Nachteile beider Schalungsarten besprochen und an Abbildungen ihre Ausführungsarten, besonders nach der in Amerika üblichen Verwendung, gezeigt. *Zeitschrift für Betonbau* 1916. Heft 9.

II. Theorie.

Statische Untersuchung eines dreiseitigen Prismas, welches von einer horizontalen Kraft und einem Kräftepaar beansprucht ist. Von Professor Ramisch in Breslau. Theoretische Abhandlung. *Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen* 1916. Heft 5.

Ein Beitrag über die graphische Bestimmung reeller Wurzeln einer algebraischen Gleichung. Von Josef Geißler, k. k. Adjunkt an der montanistischen Hochschule Przibram. *Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins* 1916. Heft 36.

Winddruck auf schräge Flächen. Von Geh. Baurat Wilcke (Zoppot). Im Anschluß an die Berechnung von Stellstangen der Fenster- und Torflügel, über die Verfasser in der *Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen* 1913 S. 511 und 1914 S. 199 geschrieben hat, werden zwei weitere Beispiele behandelt. *Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen* 1916. Heft 5.

Der Lokomotiv-Rahmen als starrer Balken auf federnden Stützen. Von W. L. André. Die theoretisch abgeleiteten Formeln werden zur Berechnung mehrerer Zahlenbeispiele benutzt. *Der Eisenbau* 1916. Heft 9.

Berechnung der im Eisenbetonbau öfter vorkommenden durchlaufenden Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment und Elastizitätsmaß auf elastischen Säulen von beliebiger Gestaltung und beliebigem Endeinspannungsgrade. Von Dipl.-Ing. Alf. Menger, Ingenieur der Fa. Gebr. Rank, München. Ableitung der beiden Hauptformeln, deren rechnerische Behandlung an einem Zahlenbeispiel gezeigt wird, um den im Gegensatz zum erforderlichen theoretischen Gedankengang sehr einfachen „praktischen“ Arbeitsgang zu veranschaulichen. *Beton und Eisen* 1916. Heft XIV/XV.

Beitrag zur Statik gelenkloser, fest eingespannter Bogenträger. Von Dr.-Ing. Franz Brandler in Prag. Es werden einige einfache gebrauchsfertige Formeln entwickelt, um die Bewegungen des Scheitels bei Bogenträgern unter der Lastwirkung unmittelbar angeben zu können, wobei allerdings die für die Ableitung angenommenen Voraussetzungen vorhanden sein müssen. *Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins* 1916. Heft 37.

Die elastische Linie als räumliches Gebilde. Eine Verallgemeinerung des Mohrschen Satzes. Von Dr.-Ing. H. Marcus in Breslau. Für Kraftangriffe senkrecht zur Stabachse wird ein allgemeines Verfahren, das die gesamte elastische Formänderung in einem geschlossenen Bilde erscheinen läßt, abgeleitet. *Zentralblatt der Bauverwaltung* 1916. Nr. 76.

Über den Verlauf der Drucklinien in Sperr- und Stützmauern. Von k. k. Bauadjunkt Fritz Wagner, k. k. Lst.-Ing.-Lt. Es wird ein trapezförmiger Sperrquerschnitt mit wasserseitig lotrechter Begrenzung unter der Bedingung ermittelt, daß bei Füllung des Beckens bis zur Krone der Mauer die Mittelkraft aller wirkenden Kräfte durch den luftseitigen Kernpunkt des Sohlenquerschnitts geht. *Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1916. Heft 35.

Die bestehenden Knickformeln und ihre Anwendung. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Die Arbeit stellt für den praktischen Gebrauch das Wesentlichste aus dem vorhandenen Vorrat von Berechnungsmethoden

übersichtlich zusammen und schafft durch vergleichende Beispielsberechnungen einestells eine sichtende Bewertung der Methoden, andernteils ein Hilfsmittel für die Behandlung praktischer Aufgaben. Der Brückenbau 1916. Heft 17.

Versuche über die Verteilung des lotrechten Druckes im Erdreich. Die Anordnung und die Ergebnisse der in Amerika ausgeführten Versuche werden besprochen. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft XIV/XV.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Unrichtigkeit der Ansichten über Nichtmitwirkung des Zugbetons. Von Dipl.-Ing. M. Havelka in Davos. Armierter Beton 1916. Heft 9.

Versuche zur Feststellung des Unterschiedes der Zusammendrückungen von Betonsäulen bei Herstellung derselben in liegenden und in stehenden Formen. (Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Königl. Technischen Hochschule Stuttgart). Von C. Bach, Stuttgart. Das Ergebnis wird kurz besprochen. Beton und Eisen 1916. Heft XIV/XV.

Unfreiwillige Brandprobe einer Eisenbetonhohldecke. Von Dr. techn. Artur Lederer, Zivilingenieur für Bauwesen, Prag. Die durch den Brand entstandenen Veränderungen an der Decke und das Ergebnis von Belastungsproben nach dem Brand werden mitgeteilt. Beton und Eisen 1916. Heft XIV/XV.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren, Bauunfälle.

Neues von den Eisenbeton-Schleudermasten. Von Geheimrat Professor M. Foerster in Dresden. Mit Abbildungen. Armierter Beton 1916. Heft 9.

2. Ausführungen im Hochbau.

Gründungsplatte eines Lagerhauses aus Eisenbeton. Von Ingenieur Senon Kohrt in Münster i. W. Die statische Untersuchung einer einheitlichen Grundplatte für einen Speicherspeicherbau, die also durch das Fehlen einer Seitenmauer einseitig belastet ist, wird mit Abbildungen mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1916. Nr. 17.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbeton-Straßenbrücke bei Tabarz (Thüringen). Von Dr.-Ing. R. Färber, Oberingenieur der ausführenden Firma Buchheim und Heister in Frankfurt a. M. Die bauliche Ausbildung und die statische Berechnung, die nach dem

Verfahren des vom Verfasser schon früher veröffentlichten Rechnungsganges ausgeführt wurde, einer Bogenbrücke von 11,3 m lichter Weite, deren Gewölbe in Tragrippen von 3,5 m Achsstand aufgelöst wurde, werden mit Abbildungen ausführlich mitgeteilt. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1916. Nr. 18.

Neuer eiserner Überbau für die Überführung der Berliner Straße auf Bahnhof Halle. Von R. Jung und Oberingenieur Th. Siemers. In der ausführlichen Beschreibung über Bau und statische Berechnung finden sich genaue Angaben über die Pfeilerbauten aus Stampfbeton und die in Eisenbeton ausgebildete Fahrbahntafel, die man wegen der schädlichen Wirkung der Rauchgase nicht in Eisen, sondern massiv herstellt hat. Mit Abbildungen. Der Eisenbau 1916. Nr. 9.

Die Ausgestaltung der Straßen auf Brücken und Kunstbauten. Regierungsbaumeister Bach, Kanalbauamt Kolberg referiert über diese Frage auf Grund der Berichte, die dem III. Internationalen Straßenkongress in London vorgelegen haben. Der Brückenbau 1916. Heft 16.

Alte Brücken. Von Professor Otto Schulze in Elberfeld. An vielen Abbildungen wird die hohe Bedeutung der Brückenbauten im Straßen- und Stadtbilde gezeigt. Der Brückenbau 1916. Heft 16.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Hafenanlagen an der See. Von Prof. Dr. Conrad Zschokke, Ingenieur, Aarau. In den Ausführungen werden die neuen Baumethoden besprochen, die die gewaltigen Abmessungen der modernen Häfen zur Herstellung der Hafenbauten erfordern. Mit vielen Abbildungen werden insbesondere die Fortschritte bei der Ausführung der Hafendämme näher behandelt, die gerade auf diesem Gebiete in den letzten Jahren gemacht wurden, z. B. der Bau des Hafendammes mit Eisenbeton-Hohlblöcken in Dieppe und Marseille, und der Bau von Trockendocks in Venedig mit Druckluft. Ausführliche Mitteilungen über die Einzelheiten. Schweizerische Bauzeitung 1916 Bd 68. Nr. 9—11.

Die Ufermauer am Hochofenwerk Lübeck. Von C. Busemann, Lübeck. Mit Abbildungen. Armierter Beton 1916. Heft 9.

Anwendung von Eisenbeton-Brunnen bei Hafenbauten am Panama-Kanal. Für die Gründung der Kaimauern und der Hafenzunge, die auf Eisenbetonbrunnen im Trockenen ausgeführt werden konnte, waren 8690 lfd. m Brunnen herzustellen und abzusenken. Mit vielen Abbildungen werden die Einzelheiten der Brunnen, ihre Absenkung und der Arbeitsgang bei ihrer Herstellung beschrieben. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1916. Nr. 17.

Ein Vorschlag zu einem neuen Talsperrensystem. Von Dipl.-Ing. E. Groh, Regierungsbaumeister in Zittau i. S. Verfasser untersucht ausführlich die Ausführung, die statischen Verhältnisse und die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der von ihm vorgeschlagenen aufgelösten „Sandkammer“-Talsperre. Mit Abb. Deutsche Bauztg., Mitteilungen, 1916. Nr. 18.

Die Ursachen der Deichbrüche an der Zuidersee während der Sturmflut am 13./14. Januar 1916. Von A. v. Horn, Wasserbauinspektor a. D. Auf Grund der langjährigen Beobachtungen über das Schwanken des Grundwasserstandes in dem Deichkörper, die in Holland ausgeführt worden sind, wird gezeigt, wie ungünstig der Gleichgewichtszustand der Deichkörper hierdurch beeinflusst wird und durch welche Maßnahmen dieser Gefahr vorgebeugt werden kann. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 72.

Auftrieb unter der Grundsohle von Bauwerken, die im Wasser gegründet sind. Von Schaper, Stettin. Verfasser hat zur Klärung der strittigen Frage, ob unter der Sohle von Bauwerken, die im Wasser gegründet sind, der volle Auftrieb wirkt, Versuche angestellt, deren Anordnung und Ergebnis er mitteilt. Es wurde der volle Auftrieb als wirksam festgestellt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 78.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Berechnung und Konstruktion der Fundamente und Stützmauern in Eisenbeton für eine fahrbare Kohlenverladebrücke. Von Ingenieur Fr. Knapp, ausgeführt von Walder und Rank, Bauges. m. b. H., Karlsruhe i. B. Die bauliche Ausbildung und ihre statische Berechnung sowie die Ausführungen werden mitgeteilt. Angabe von Einzelheiten. Mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft XIV/XV.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisenbeton-Zahlentafeln. Von Weese, Regierungsbaumeister. Zusammengestellt in Übereinstimmung mit den neuen Eisenbeton-Bestimmungen. Dritte Auflage. Berlin 1916. Verlag R. F. Funke, Berlin O. 27. 12 M. (gegen Voreinsendung oder Nachnahme des Betrages).

Das Werk ist unseres Wissens das einzige von zahlreichen ähnlichen Tabellenwerken für Eisenbetonkonstruktionen, das in größerem Umfange vielseitigst bereits eingeführt ist. Durch die bei der neuen Auflage vorgenommene Erweiterung und Verbesserung — namentlich durch die Rücksichtnahme auf die neuen deutschen Eisenbeton-Bestimmungen — hat das Werk noch erheblich an Wert und Nutzen für die Praxis zugenommen und steht hier ohne Wettbewerb da. Das Werk enthält zunächst Tabellen unter Zugrundelegung von $\sigma_b = 10 - 60 \text{ kg/qcm}$, und $\sigma_e = 1200 \text{ kg/qcm}$ für Platten, Balken und Plattenbalken mit $d > x$, ferner Tabellen für Rippendecken mit Platten-

Das Zustandekommen, die Veranlagung und der Bau der niederösterreichisch-steyrischen Alpenbahn (Mariazellerbahn). Von Ing. Josef Fogowitz, n.-ö. Landeseisenbahndirektor i. R. Die Entwicklungsgeschichte und der Bau der 1907 für den Gesamtverkehr eröffneten Alpenbahn werden beschrieben. Ausführlicher wird der Bau des 2400 m langen Gösingtunnels und eine Zahl steinerne Brücken besprochen. Mit Abbildungen. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916. Heft 36 und 37.

Die Haltestelle Witzleben der Berliner Stadt- und Ringbahn. Von Stadtbaumeister Erwin Neumann in Charlottenburg. Über die Entstehung, die Ausführung und die Kosten dieser Haltestelle wird mit Abbildungen ausführlich berichtet. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 71.

Die städtische elektrische Straßenbahn nach Riedenburg in Salzburg. Vom städtischen Eberbaurate W. Scholz, Stadtbauamtsleiter. In der Baubeschreibung wird besonders die Erweiterung des Straßentunnels durch den Mönchsberg, dessen Baugeschichte mitgeteilt wird, ausführlicher besprochen. Mit Abbildungen. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916. Heft 35.

Das Verfahren der Grundwasserspiegelsenkung beim Bau des Straßentunnels „Unter den Linden“ zu Berlin. Kurze Beschreibung der von der Firma Siemens und Halske, A.-G. ausgeführten Arbeiten, die in der seit Jahren für den Bau von Untergrundbahnen üblichen Weise erfolgten. Mit Abbildungen. Deutsche Bauzeitung 1916. Nr. 78.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

stärken von 5, 6 und 7, alsdann von 8 bis 20 cm, weiter Tabellen für Decken mit einem Biegemoment von $\frac{g^2}{8}$, $\frac{g^2}{11}$, $\frac{g^2}{14}$, $\frac{g^2}{10}$ und $\frac{g^2}{24}$, und zwar für einfach bewehrte Bauarten; hieran schließen sich Tabellen für doppelte Bewehrung von Platten, Balken und Plattenbalken, für Säulen, für Steineisendecken, für Rund- und Bandeisen.

In sehr zweckmäßiger Art ist in einem, den Tabellen vorangehenden Abschnitte die Anwendung der Tabellen erläutert und durch ausführliche, gut gewählte Zahlenbeispiele bestens klargelegt. Gerade hierdurch gewinnt die Brauchbarkeit der sehr übersichtlichen Tabellen. Alles in allem kann das Tabellenwerk in seiner Art mit den bekannten Böhm und Johnsen Tabellen des Eisenbaues für Blechträger verglichen werden; zu ihm bildet das Weesesche Tabellenwerk ein ausgezeichnetes Gegenstück. Es sei deshalb den Fachgenossen in der Praxis bestens empfohlen! M. F.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.